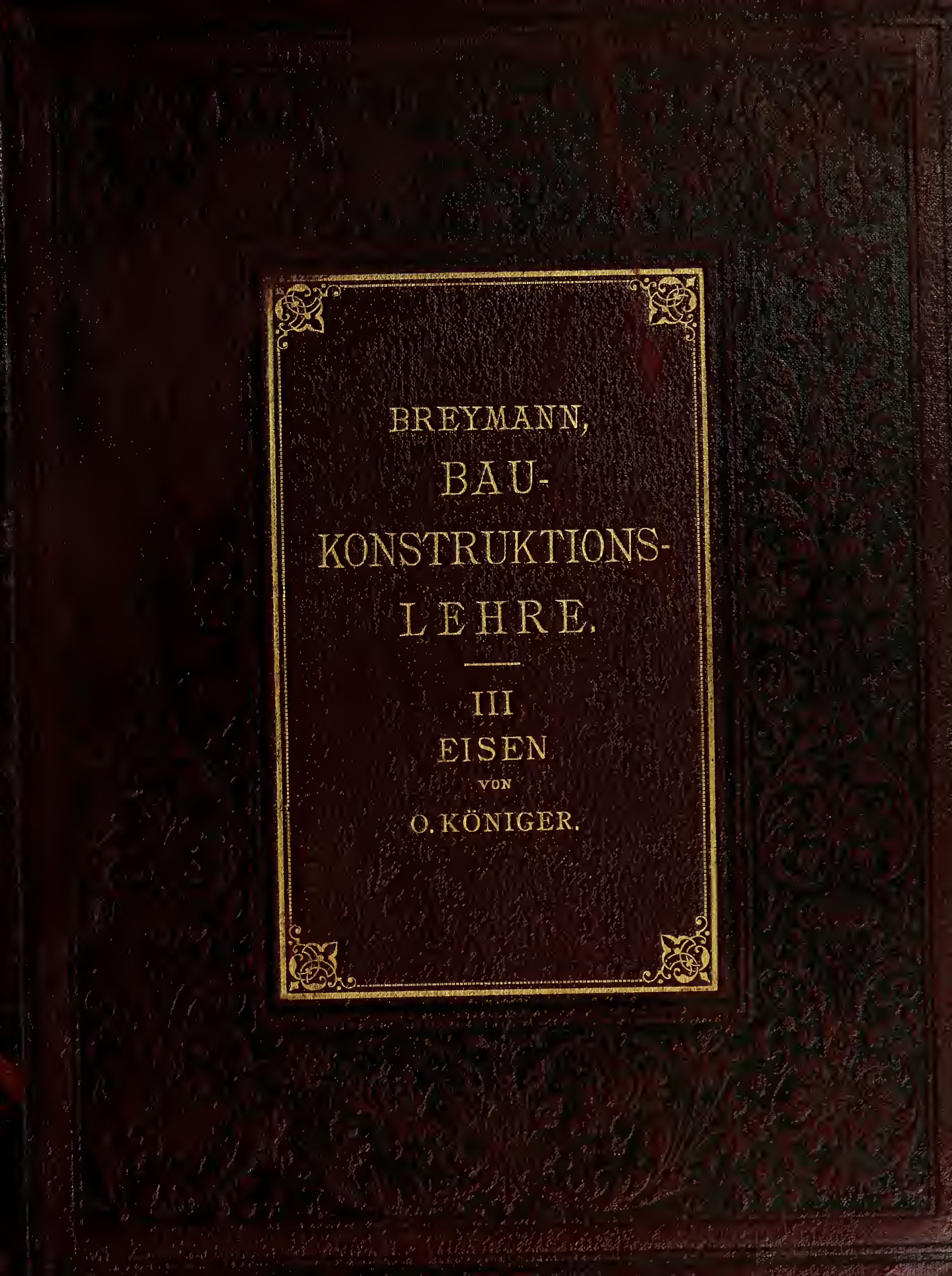

BREYMANN,
BAU-
KONSTRUKTIONS-
LEHRE.
III
EISEN
VON
O. KÖNIGER.







1. III. 91.

Allgemeine

Bau-Konstruktions-Lehre

mit besonderer Beziehung

auf das

Hochbauwesen.

Ein Leitfaden zu Vorlesungen und zum Selbstunterrichte

von

G. A. Breymann,

† Baurat und Professor an der Königl. polytechnischen Schule in Stuttgart.

III. Teil.

Konstruktionen in Eisen.

Fünfte, vollständig neu bearbeitete Auflage

von

Otto Königer,

Kgl. Preuß. Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspektor.

Mit 471 Holzschnitten und 86 lithographirten Tafeln.



Leipzig.

J. M. Gebhardt's Verlag.

(Leopold Gebhardt.)

1890.

Vorwort.

Seit dem Erscheinen der vierten Auflage sind wohl kaum auf einem zweiten Gebiete so große Umwälzungen eingetreten, als auf dem der Eisenkonstruktionen des Hochbaus. Während damals sich die Verwendung des Eisens auf verhältnismäßig wenige Fälle beschränkte, kann heutzutage kein größeres Gebäude, wenn es dem gesteigerten Raum- und Lichtbedürfnis genügen soll, der Eisenkonstruktionen entbehren. Zu dieser vermehrten Verwendung des Eisens trugen zumeist die in der Herstellung dieses Materials, namentlich des Schmiedeeisens, gemachten bedeutenden Fortschritte und die infolge dessen eingetretenen billigeren Preise bei. Die Herabminderung des Preises für Schmiedeeisen hatte außerdem zur Folge, daß die Vorzüge dieses Materials gegenüber dem Gußeisen immer mehr zur Geltung kamen und die früheren fast ausschließlich in Gußeisen ausgeführten Konstruktionen allmählich durch schmiedeeiserne ersetzt wurden. — Hand in Hand mit der vermehrten Verwendung des Eisens, namentlich des Schmiedeeisens, gingen die Fortschritte, welche in Bezug auf sachgemäße Ausnutzung des Eisens zu den in Rede stehenden Zwecken gemacht wurden und welche namentlich in einer Erweiterung der rechnerischen Grundlagen derartiger Konstruktionen bestehen. Bedauerlicherweise hat jedoch gerade dieser Teil der Baukonstruktionslehre, dessen Kenntnis beim Entwerfen von Eisenbauten in viel höherem Maße als bei Stein- und Holzkonstruktionen notwendig ist, bis jetzt bei den Architekten wenig Eingang gefunden. In allen Fällen, in welchen eine etwas ausgiebigere Verwendung des Eisens in Frage kommt, ist der Architekt, mangels genügender rechnerischer Kenntnisse, in die Notwendigkeit versetzt, zur Lösung dieser Aufgaben einen Ingenieur heranzuziehen. Daß eine solche Teilung der Arbeit der Einheitlichkeit eines Bauwerks um so mehr schaden muß, je mehr das Eisen bei einem Gebäude in den Vordergrund tritt, liegt wohl auf der Hand. Namentlich ist die Lösung der Frage nach einer künstlerischen Gestaltung der Bauteile in Eisen nur dann zu erwarten, wenn der Architekt das für derartige Bauausführungen nötige statische Verständnis besitzt. — Der Verfasser hat nun bei Neubearbeitung des vorliegenden Buches gerade diesem Punkte die größte Aufmerksamkeit gewidmet und sich bemüht, die zum Entwerfen der Hochbaukonstruktionen in Eisen notwendigen Kenntnisse in einer für den Architekten brauchbaren und seinen mathematischen Vorkenntnissen angepaßten Weise vorzuführen.

Es kam demnach nicht sowohl darauf an, die den neuesten Anforderungen entsprechenden Konstruktionen einer planmäßigen Besprechung zu unterwerfen und durch zahlreiche Beispiele ausgeführter Anlagen zu erläutern, als vielmehr gleichzeitig der Aufstellung der statischen Berechnungen eine weitgehende Berücksichti-

gung zu teil werden zu lassen. Hierbei wurden fast nur praktische Gesichtspunkte ins Auge gefaßt und theoretische Erörterungen auf das unbedingt notwendige Maß beschränkt. Ebenso wird die Kenntnis der höheren Mathematik, welche bei Aufstellung der Hochbauentwürfe sehr wohl entbehrt werden kann, nicht vorausgesetzt, hingegen die praktische Verwendbarkeit durch Vorführung möglichst vieler Zahlenbeispiele und durch Beifügung ausführlicher Tabellen nicht unerheblich gesteigert.

Von der früheren Auflage konnte aus den vorgetragenen Gründen fast nichts bei der Neubearbeitung des Buches verwendet werden. Der Text ist durchweg neu, während von den 86 Tafeln nur 8 der alten Auflage angehören.

Zum Schlusse erfülle ich noch die angenehme Pflicht, allen den Fachgenossen, welche mich durch ihren Rat und durch Material bei Bearbeitung des vorliegenden Buches in liebenswürdiger Weise unterstützt haben und deren Namen sich auf den betreffenden Tafeln verzeichnet finden, meinen herzlichsten Dank auszusprechen. Ebenso gebührt dem Verleger, Herrn Leopold Gebhardt, für die jederzeit zuvorkommende Förderung des Werkes und für die durchaus gediegene Ausstattung des Buches Dank und Anerkennung.

Halle a. S., im August 1890.

Otto Königer.

Inhalts-Verzeichnis.

Elftes Kapitel. Metalldeckungen. Dachrinnen.

Zwölftes Kapitel. Eiserne Dachstühle der Sattel-, Pult- und Tonnendächer.

Dreizehntes Kapitel. Eiserne Dachstühle der Zelt- und Kuppeldächer.

Vierzehntes Kapitel. Ermittelung der Fachwerkspannungen bei freitragenden Zentraldächern.

Fünfzehntes Kapitel. Eisenkonstruktionen des äußeren und inneren Ausbaues.

Anhang: Tabellen.

Verzeichnis der Tafeln und des zugehörigen Textes.

Die mit * bezeichneten Tafeln sind Doppeltafeln.

Quellen.

a. Werke über Eisenkonstruktionen des Hochbauwesens.

E. Brandt, Lehrbuch der Eisenkonstruktionen mit besonderer Anwendung auf den Hochbau. Berlin 1871 und 1876.
B. Klasen, Handbuch der Hochbaukonstruktionen in Eisen und anderen Metallen. Leipzig 1876.
W. Jeep, Die Verwendung des Eisens beim Hochbau. Leipzig 1879.
Dr. **F. Heinzerling**, Der Eisenhochbau der Gegenwart.
Heft 1. Hochbauten mit eisernen Pult- und Satteldächern. Leipzig 1882.
Heft 2. Hochbauten mit eisernen Tonnendächern. Leipzig 1882.
Heft 3. Hochbauten mit eisernen Zelt- und Kuppeldächern. Leipzig 1889.
Deutsches Bauhandbuch. Band II, Teil I. Berlin 1880.
Gottgetreu, Lehrbuch der Hochbaukonstruktionen. III. Teil. Berlin 1885.
Handbuch der Architektur. III. Teil, 1. Band. Darmstadt 1886.
Th. Landsberg, Die Glas- und Wellblechdeckung. Darmstadt 1887.
Scharowsky, Musterbuch für Eisenkonstruktionen. Leipzig und Berlin 1888.

b. Werke über statische Berechnung der Hochbaukonstruktionen.

Ritter, Elementare Theorie und Berechnung eiserner Dach- und Brückenkonstruktionen. Hannover 1870.
Dr. **F. Heinzerling**, Die angreifenden und widerstehenden Kräfte bei Brücken und Hochbaukonstruktionen. Berlin 1876.
Handbuch der Architektur. I. Teil, 1. Band. Die Statik der Hochbaukonstruktionen von Th. Landsberg. Darmstadt 1883. (2. Aufl. 1890.)
H. F. B. Müller-Breslau, Resultate für die Berechnung eiserner Träger und Stützen. Berlin 1883.
H. Schloeßer, Anleitung zur statischen Berechnung von Eisenkonstruktionen. Berlin 1885.

c. Zeitschriften.

Zeitschrift für Bauwesen. Berlin.
Zentralblatt der Bauverwaltung. Berlin.
Deutsche Bauzeitung. Berlin.
Zeitschrift des hannoverschen Architekten- und Ingenieur-Vereins. Hannover.
Zeitschrift des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins. Wien.

Einleitung.

Bei den in den beiden ersten Bänden behandelten Bauweisen in Stein und Holz wurden die stützenden Teile, die Mauern und Pfeiler, hauptsächlich in Stein, die übertragenden Teile, Decken und Dächer, in Holz gebildet. Das Holz fand insbesondere bei allen Bauten Verwendung, bei welchen die Anwendung von Steingewölben zu kostspielig erschien. Die Vorteile, welche in dieser Beziehung die Verwendung des Holzes bot, mußten jedoch durch eine geringere Beständigkeit der so ausgeführten Gebäude gegen Einwirkung der Witterung und etwaiger Brände erkauft werden. Die Nachteile traten um so mehr hervor, als mit dem Anwachsen des Verkehrs das Bedürfnis nach großen freien Räumen immer dringender wurde und demgemäß das Holz einen immer wichtigeren Bestandteil des Gebäudes zu bilden hatte. Hierzu kam, daß die Festigkeit des Holzes die Verwendung zur Bildung großer Räume immerhin nur innerhalb verhältnismäßig enger Grenzen gestattete. Gleichzeitig mit dem Aufschwung der Verkehrsverhältnisse mußte sich daher das Bestreben geltend machen, das Holz durch ein leistungsfähigeres und dauerhafteres Material zu ersetzen. Erst der neuesten Zeit ist es gelungen, dieses Ziel zu erreichen und in dem Eisen nicht nur einen Ersatz für tragende Holzkonstruktionen, sondern ein Material zu finden, welches ganz neue und früher unausführbare Bauwerke ermöglichte.

Das Eisen und dessen Eigenschaften waren zwar bereits in frühesten Zeiten bekannt. Bis in die neueste Zeit war es aber nicht möglich das Eisen zu solch geringem Preise und in so großen Mengen und Stücken herzustellen, daß es als ein dem Stein und Holz ebenbürtiges Material in Betracht hätte kommen können. In der griechischen und römischen Bauperiode fand das Eisen daher nur Verwendung zur Verklammerung der Werksteine, während es im Mittelalter außerdem in Gestalt von Zugankern und Ringen zur Milderung beziehungsweise Aufhebung des Gewölbeschubes diente. Erst Ende des vorigen Jahrhunderts wurden in Frankreich die ersten Decken und Dächer, in England die ersten Brücken in Eisen und zwar in Gußeisen ausgeführt. Bis zur ersten Hälfte des gegenwärtigen Jahrhunderts war nämlich die Herstellung des Schmiedeeisens noch so kostspielig, daß bei den Baukonstruktionen fast nur Gußeisen in Frage kommen konnte. Das Gußeisen ist jedoch wegen seiner im Vergleich zur Druckfestigkeit geringen Zugfestigkeit, und wegen der beim Guß leicht entstehenden unsichtbaren Fehler weit weniger zu tragenden Bauteilen geeignet, als das Schmiedeeisen, dessen Zug- und Druckfestigkeit annähernd gleich groß und dessen Gefüge ein gleichmäßig zähes und sehniges ist. Seit daher von Mitte dieses Jahrhunderts ab in der Herstellung des Schmiedeeisens erhebliche Fortschritte gemacht worden waren, welche eine bedeutende Preisermäßigung dieses Materials zur Folge hatten, machte sich eine Verdrängung des Gußeisens durch das Schmiedeeisen zunächst im Gebiete des Brückenbaues und neuerdings auch bei den Hochbauausführungen geltend. Da bei den letzteren weniger große Spannweiten zu überwinden sind, auch weniger Stöße und Erschütterungen vorkommen, als bei Brückenbauten, so konnte sich hier das Gußeisen noch so lange halten, als der Preis für dieses Material wesentlich niedriger war, wie für Schmiedeeisen. Letzteres ist heutzutage mit Rücksicht auf die geringeren Abmessungen, welche schmiedeeiserne Konstruktionen erhalten können, nicht mehr der Fall. Das Gußeisen wird daher auch bei Hochbaukonstruktionen zweckmäßig nur noch in den Fällen benutzt, in welchen es vermöge seiner leichteren Formbarkeit dem Schmiedeeisen gegenüber im Vorteil ist.

Wie bereits bemerkt, erscheint das Eisen hauptsächlich geeignet, als Ersatzmaterial an Stelle des Holzes zu treten. Dies gilt jedoch nur von den Konstruktionen, bei welchen die Festigkeit und Beständigkeit des Materials in Betracht

kommt, also hauptsächlich von den Balkenlagen und Dachstühlen. In allen den Fällen, in welchen Eigenschaften des Holzes, welche das Eisen nicht besitzt — wie z. B. leichtes Gewicht, schlechte Wärmeleitung, leichte Bearbeitung u. a. —, in Frage kommen, wird das Holz nach wie vor dem Eisen vorzuziehen sein. Es gilt dies namentlich von Wand- und Dachschalungen, Fußbodenbelag, Thüren und Fenstern.

Mit der Verwendung von Stein zu Bauzwecken tritt das Eisen seltener in Wettbewerb, im Gegenteil wird in vielen Fällen mit Hilfe des Eisens eine ausgedehntere Anwendung des Steinmaterials ermöglicht, wie beispielsweise bei gewölbten Decken und Dächern. Das bei Monumentalbauten zur äußeren Erscheinung kommende Material wird außerdem nach wie vor der Stein bleiben, da das Eisen vermöge seiner auf das geringste zu beschränkenden Abmessungen noch weniger zu monumentalen Wirkungen geeignet erscheint, als das Holz. Das Eisen wird demnach bei allen Monumentalbauten äußerlich ebensowenig sichtbar werden, wie früher das Holz. Eine künstlerische Ausbildung der Eisenkonstruktionen kann daher bei derartigen Bauwerken nur in beschränktem Maße bei der Ausstattung der inneren Räume in Frage kommen. Dagegen werden Gebäude, bei welchen das Eisen als Baumaterial zur äußeren Erscheinung kommt (Bahnhofshallen, Markthallen, Ausstellungsgebäude, Gewächshäuser u. a.) stets einen den Fachwerkbauten in Holz mehr oder weniger ähnlichen Charakter tragen und dementsprechend nach denselben Grundsätzen, wie sie für derartige Holzbauten gelten, künstlerisch zu gestalten sein. Ohne hier auf die bisher nur in einzelnen Fällen befriedigend gelöste Frage der künstlerischen Gestaltung der Eisenkonstruktionen näher einzugehen, wollen wir nur bemerken, daß ein dahin gerichtetes Streben nur dann von Erfolg gekrönt sein wird, wenn der Architekt mehr als bisher derartige Ausführungen selbst zu entwerfen lernt. Allerdings ist der Erwerb der hierzu erforderlichen Kenntnisse mit mehr Mühe verbunden, als bei den Stein- und Holzkonstruktionen. Bei diesen haben sich im Laufe der Zeit gewisse Erfahrungsregeln herausgebildet, welche gestatten, die rechnerische Arbeit beim Entwerfen auf ein ganz geringes Maß einzuschränken. Bei den Eisenkonstruktionen sind derartige Regeln nicht ausreichend, da die außerordentliche Bildungsfähigkeit und der hohe Preis des Materials eine eingehende Behandlung jedes einzelnen Falles erfordern. Es erscheint jedoch nicht notwendig, daß der Architekt sich den gesamten wissenschaftlichen Apparat, welcher durch die Eisenbauten ins Leben gerufen ist, zu eigen macht; es dürfte schon genügen und als ein großer Fortschritt zu begrüßen sein, wenn er diejenigen praktischen Ergebnisse, welche zur Berechnung der hauptsächlichsten im Hochbauwesen vorkommenden Eisenkonstruktionen dienen, kennen lernt, und durch Übung die zum Entwerfen nötige Gewandtheit zu erlangen sucht. Da die Kenntnis der äußeren Gestaltung und Anordnung der Eisenkonstruktionen ohne diese zur Berechnung notwendigen Grundlagen überhaupt nichts nützen kann, so ist in vorliegendem Buche dem rechnerischen Teil ein verhältnismäßig breiter Raum zugewiesen worden. Der Verfasser hat sich jedoch bemüht, nur das für den praktischen Gebrauch Notwendigste in gemeinverständlicher Weise vorzuführen und die gegebenen Regeln durch Beispiele und Tabellen dergestalt zu erläutern, daß die Berechnung der Konstruktionen hiernach ohne weiteres möglich ist. An Vorkenntnissen wird hierbei nur die niedere Geometrie und Trigonometrie, sowie die Lehre von den Gleichungen ersten und zweiten Grades vorausgesetzt.

* *
*

Das Gebiet der Eisenkonstruktionen des Hochbaus umfaßt alle Ausführungen, bei welchen das Eisen als Hauptmaterial auftritt. Hierzu gehören also alle mit Hilfe des Eisens hergestellten Wand-, Decken- und Dachbauten. Die Besprechung der Eisenkonstruktionen hat sich noch ausschließlicher, als dies in den beiden vorhergehenden Bänden geschehen, mit Hochbaukonstruktionen zu beschäftigen, da das Gebiet der Eisenkonstruktionen des Ingenieurbaus ein derart ausgedehntes und auf abweichenden Gesichtspunkten beruhendes ist, daß eine getrennte Behandlung geboten erscheint. Außer dem Eisen kommen in vorliegendem Buche noch andere Metalle zur Sprache, welche bei Hochbaukonstruktionen verwendet werden und nicht bereits in den ersten Bänden besprochen sind. Ebenso wird in diesem Bande das Glas als Dachdeckungsmaterial behandelt werden, da dessen Verwendung in unmittelbarem Zusammenhang mit den eisernen Dachstühlen steht.

Erstes Kapitel.

Das Eisen als Baumaterial.

§ 1.

Die verschiedenen Eisengattungen und deren Eigenschaften.

Die für technische Zwecke geeigneten Eisenverbindungen zerfallen in drei Hauptgruppen: Gußeisen — Stahl — Schmiedeeisen. Dieselben unterscheiden sich chemisch nur durch die Größe des Gehaltes an Kohlenstoff. Letzterer beträgt bei Gußeisen etwa 2—5½ Proz., bei Stahl 0,4—2 Proz., bei Schmiedeeisen bis 0,4 Proz. des Gewichtes. Je nach dem Gehalt an Kohlenstoff und der Herstellungsweise zerfallen diese drei Hauptgruppen wieder in eine ganze Reihe von Unterabteilungen. Betrachten wir zunächst den Einfluß des Kohlenstoffgehaltes. Je mehr Kohlenstoff im Eisen enthalten ist, desto höher liegt die Temperatur, bei welcher das Eisen schweißbar und schmiedbar, desto niedriger die Temperatur, bei welcher das Eisen schmelzbar ist. Bildlich wird dieses Gesetz durch Fig. 1 veranschaulicht. Auf der wagerechten Linie ab ist der Kohlenstoffgehalt in Prozenten des Gewichts, auf der senkrechten Linie a—c die Temperatur in Graden (Celsius) aufgetragen. Die Linie r—s bezeichnet die Temperatur, bei welcher das Eisen schmilzt, die Linie t—u diejenige, bei welcher das Eisen schweißbar ist und die Linie v—w stellt die Schmiedetemperatur des Eisens dar. Man erkennt hieraus:

a) Chemischreines Eisen ist bei 1000° C. schmiedbar, bei 1500° schweißbar, bei 2200° schmelzbar.

b) Von 0—2 Proz. Kohlenstoffgehalt läßt sich das Eisen schweißen, bei 2 Proz. Kohlenstoffgehalt erreicht das Eisen mit der Schweißhitze von 1700° zugleich die Schmelztemperatur und ist demnach nicht mehr schweißbar.

c) Von 0—3 Proz. Kohlenstoffgehalt ist das Eisen schmiedbar. Bei 3 Proz. Kohlenstoff erreicht die Schmiedbarkeit ihre Grenze, da die Schmiede- und Schmelztemperatur gleiche Höhe haben.

d) Mit der Zunahme des Kohlenstoffgehaltes steigt die Schweiß- und Schmiedetemperatur gleichmäßig, während die Schmelztemperatur abnimmt.

e) Das kohlenstoffreichste Eisen (Spiegeleisen mit 5½ Proz.) ist bereits bei 1000° schmelzbar.

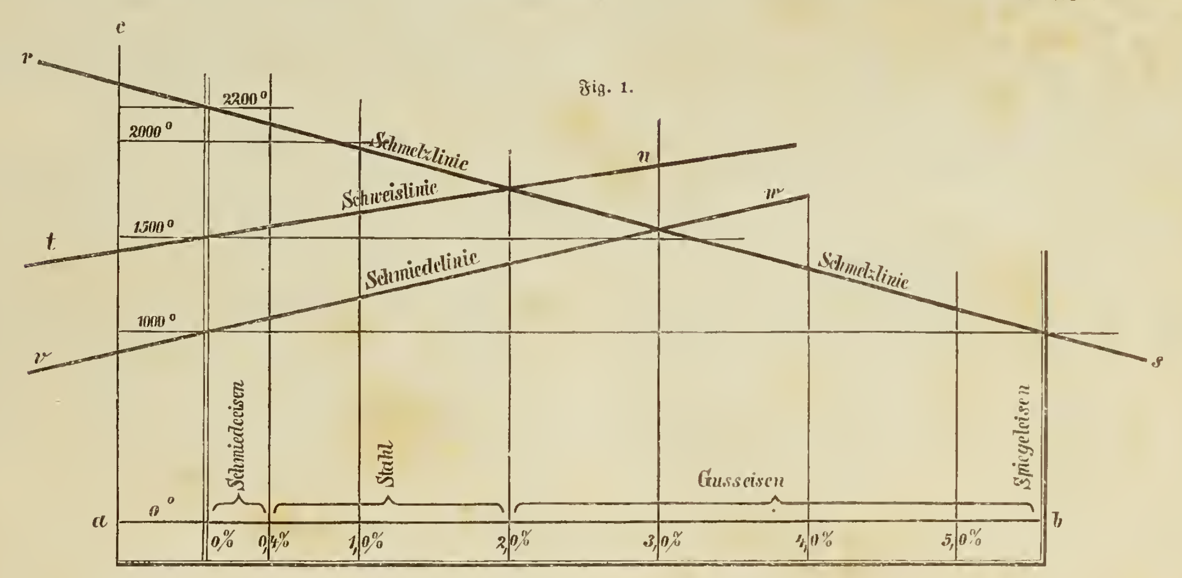


Fig. 1.

Über die Herstellungsweise der verschiedenen Eisengattungen sei in Kürze folgendes angeführt:

Durch Ausschmelzen der Erze in Hochöfen wird das „Roheisen" gewonnen. Dasselbe zerfällt in zwei Hauptgattungen: das weiße und graue Roheisen. Ersteres enthält bis 5½ Proz. chemisch gebundenen Kohlenstoff, letzteres weniger chemisch gebundenen, dagegen mechanisch als Graphit beigemischten Kohlenstoff. Das weiße Eisen ist sehr hart und eignet sich nicht zu feinem Guß, das graue Eisen ist weicher, läßt sich bearbeiten und zu feinem Formen-

guß verwenden. Bevor das Roheisen zur Herstellung von Gußwaren verwendbar ist, muß es mehrmals umgeschmolzen werden. Ein solches umgeschmolzenes, zur Herstellung von Gußwaren geeignetes Eisen heißt „Gußeisen“. Werden dem Roheisen beim Umschmelzen Stahlabfälle zugesetzt, so nennt man das Erzeugnis „Stahlguß“. Durch besondere Behandlung kann man das graue Gußeisen ferner so weich machen, daß es sich ähnlich wie Schmiedeeisen bearbeiten läßt. Ein solches Eisen heißt „schmiedbarer Guß“. — Wird Gußeisen durch Gießen in eiserne Formen an seinen Außenflächen besonders hart gemacht, so führt es die Bezeichnung „Hartguß“. — Aus dem Gußeisen wird durch Entziehen von Kohlenstoff „Schmiedeeisen“ und „Stahl“ gewonnen. Hierbei wird in verschiedener Weise verfahren, jedoch lassen sich zwei Hauptherstellungsweisen unterscheiden. Bei dem älteren Verfahren wird das Eisen unter Aufwand von Brennmaterial in teigartigem Zustand in Öfen behandelt — hierher gehört das Frischen und Puddeln —; bei dem neueren, nach dem Erfinder Bessemer benannten, Verfahren wird dem in birnförmige Gefäße (Konvertoren) gebrachten flüssigen Eisen der Kohlenstoff durch Zuführen von gepreßtem Wind entzogen — Windfrischen —.

Das mittels des erstgenannten Verfahrens hergestellte Eisen heißt „Schweißeisen“, beziehungsweise „Schweißstahl“, das bei dem zweiten Verfahren gewonnene Eisen: „Flußeisen“, beziehungsweise „Flußstahl“.

Das Schweißeisen, früher ausschließlich Schmiedeeisen genannt, ist im allgemeinen zäher und sehniger als Flußeisen und von faserigem Bruch, während das Flußeisen einen gleichmäßig feinkörnigen, stahlähnlichen Bruch besitzt. Das Schweißeisen ist besser, das Flußeisen weniger gut schweißbar und schmiedbar.

Das Bessemer-Verfahren wurde bis vor kurzem noch durch den Umstand verteuert, daß sich das in Deutschland in großen Mengen vorkommende phosphorhaltige Eisen zu diesem Verfahren nicht eignete. Nachdem es dem Engländer Thomas jedoch im Jahre 1880 gelungen war, den Phosphorgehalt des Eisens in praktisch verwendbarer Weise zu beseitigen, ist der Preis für Flußeisen derart gesunken, daß es jetzt häufig an Stelle von Schweißeisen, auch zur Herstellung von Blechen und Profileisen, benutzt wird.

Die vorstehend besprochene Einteilung der verschiedenen Eisengattungen wird durch nachstehende Tabelle veranschaulicht:

I. Roheisen:

leicht schmelz- und gießbar, nicht schmied- und schweißbar. Kohlenstoffgehalt 2—5½ Proz. Zerfällt in zwei Hauptgruppen:

A. Weißes Roheisen	B. Graues Roheisen
hart und spröde mit chemisch gebundenem Kohlenstoff. Für die Bautechnik nicht geeignet. Dient hauptsächlich zur Herstellung von Schmiedeeisen und Stahl.	weniger hart und spröde, mit geringerem chemisch gebundenen, aber rein mechanisch beigemischtem Kohlenstoff, läßt sich leicht bearbeiten und eignet sich zu allen Arten von Guß. Dient außerdem zur Herstellung von Flußeisen und Flußstahl.

Zwischen beiden Roheisensorten gibt es viele Unterabstufungen, von welchen hauptsächlich das halbirte Roheisen, zu Hartguß geeignet, zu nennen ist. Durch Umschmelzen des Roheisens wird das zur Herstellung von Gußwaren geeignete Gußeisen gewonnen.

II. Schmiedbares Eisen (Schmiedeeisen und Stahl):

schmiedbar und zum Teil auch schweißbar, schwer schmelzbar. Kohlenstoffgehalt 0,03—2 Proz., zerfällt nach dem geringeren oder größeren Kohlenstoffgehalt in zwei Hauptgruppen:

A. Schmiedeeisen		B. Stahl	
nicht härtbar, schmiedbar und schweißbar mit einem Kohlenstoffgehalte von 0,03—0,4 Proz. Zerfällt nach der Herstellungsweise in zwei Unterabteilungen:		härtbar, weniger leicht schmiedbar, schwer oder gar nicht schweißbar mit einem Kohlenstoffgehalte von 0,4—2 Proz. — Zerfällt ebenfalls nach der Herstellungsweise in zwei Unterabteilungen:	
1) Schweißeisen	2) Flußeisen	1) Schweißstahl	2) Flußstahl
(nach dem Herstellungsverfahren auch bezeichnet mit Renn-, Herdfrisch-, Puddel- und Packeteisen).	(nach der Beschaffenheit auch Homogen-, nach dem Herstellungsverfahren Ingot-, Bessemer- und Martineisen genannt).	(Renn-, Herdfrisch-, Puddel-, Zement- und Gerbstahl).	(Bessemer-, Martin-, Flammofenfluß- und Tiegelgußstahl).
In teigartigem Zustand hergestellt. Nicht vollkommen frei von Schlacke. Verhältnismäßig weich und dehnbar. Leicht schmied- und schweißbar. Bruch sehnig.	In flüssigem Zustand hergestellt. Vollkommen frei von Schlacke. Härter und weniger dehnbar, schwieriger zu schmieden und zu schweißen als Schweißeisen. Bruch feinkörnig.	In teigartigem Zustand hergestellt. Nicht vollkommen frei von Schlacke.	In flüssigem Zustand hergestellt und frei von Schlacke.

Das nach einem der beiden Verfahren hergestellte Schmiedeeisen ist nicht sofort verwendbar, sondern bedarf noch einer Bearbeitung, um in diejenige Form gebracht zu werden, in der es in den Handel kommt. Diese Bearbeitung oder Verfeinerung wird durch Hämmern und Walzen bewirkt. Das Schweißeisen wird gewöhnlich in Stäben von 1—2 m Länge, 2—3 cm Dicke und 10—12 cm Breite ausgehämmert. Ein solcher Stab heißt „Luppe". Je nach der Größe des zu walzenden Profils werden mehrere Luppen in einem „Packet" mittels Eisendraht verbunden, demnächst bis zur Weißglut erhitzt und dann unter dem Hammer zu einem Stück verarbeitet. Von dem Hammer gelangt das Packet noch glühend in die Walzen und erhält hier seine endgültige Form.

Bei dem Flußeisen kommt die Herstellung des Packets in Wegfall, da das zu walzende Stück bei dem Entkohlungsprozeß sogleich in der gewünschten Größe gegossen wird. Das Gußstück („Ingot" oder „Block" genannt) gelangt hier unmittelbar in die Walzen. Bei besonders sorgfältiger Herstellung werden die Ingots vor dem Walzen noch unter dem Hammer bearbeitet.

§ 2.

Verwendung des Eisens zu Hochbauzwecken.

Von den vorbesprochenen Eisengattungen kommt für die Hochbauausführungen zur Zeit fast ausschließlich das graue Gußeisen, das Schweißeisen und neuerdings auch das Flußeisen in Betracht. Stahl eignet sich vermöge seiner großen Härte und schwierigen Bearbeitung nur zu solchen Konstruktionsteilen, welche einer bedeutenden Abnutzung unterworfen sind, wie Maschinenteile, Räder, Schienen usw. Bei den ruhenden Konstruktionen verdient das Schmiedeeisen den Vorzug; auch hat die Erfahrung gelehrt, daß Stahl eine geringere Widerstandsfähigkeit gegen Erschütterungen, Stöße und Frost besitzt. Stahl kommt hiernach bei den Hochbaukonstruktionen nur als untergeordnetes Nebenmaterial zu Bolzen, Keilen und Lagerrollen ꝛc. in Anwendung.

a. Verwendung des Gußeisens.

Das Gußeisen besitzt im Verhältnis zum Schmiedeeisen nur den Vorzug leichterer Formbarkeit, dagegen sind als Nachteile der bedeutend (etwa $^1/_3$) geringere Widerstand gegen Zugbeanspruchung und die vielfach ungleichmäßige Beschaffenheit des Materials zu nennen. Beim Gießen bilden sich mitunter Blasen und kleine Querschnittsverschiebungen, ebenso infolge der ungleichmäßigen Abkühlung innere Spannungen, welche dem prüfenden Auge verborgen bleiben und welche bei größeren Beanspruchungen durch Stöße oder Erschütterungen den Bruch verursachen können. Das Gußeisen sollte daher nur zu weniger wichtigen Konstruktionsteilen, namentlich zu solchen von geringer Länge und Höhe verwendet werden. Wegen der leichteren Formbildung wird Gußeisen jedoch auch bei Säulen und Pfeilern dem Schmiedeeisen vorgezogen. Letztere Verwendung des Gußeisens ist auch bei dem gegenwärtigen Stande der Gießtechnik und bei Vornahme entsprechender Belastungsproben nicht weiter bedenklich, jedoch muß die Anordnung der Säulen so getroffen werden, daß halbseitige Belastungen, welche Zugspannungen bewirken könnten, thunlichst ausgeschlossen sind. In allen Fällen, in welchen sich derartige Biegungsbeanspruchungen der Säulen nicht vermeiden lassen, ist Schmiedeeisen vorzuziehen. Ferner empfiehlt es sich, Schmiedeeisen bei allen den Säulen und Pfeilern zu verwenden, bei welchen die Form der Stütze gleichgültig ist. — Beim Entwerfen von Gußstücken sind folgende Regeln zu befolgen:

1) Denkt man sich die Hohlräume des zu gießenden Stückes durch einen festen Körper (etwa Holz) ausgefüllt, so muß es möglich sein, diesen Körper nach irgend einer Richtung ohne Zwang aus dem Gußstücke herauszunehmen.

2) Die Stärke der Wandungen eines Gußstückes ist möglichst gleichmäßig zu bemessen. Stärken von weniger als 1 cm und mehr als 5—8 cm sind zu vermeiden. Die Länge der Gußstücke ist gewöhnlich auf nicht mehr als 5 m zu bemessen.

3) Scharfe einspringende Ecken sind zu vermeiden; auch sind scharfe Kanten thunlichst abzurunden.

4) Zum Formen der Gußstücke ist die Anfertigung eines Modells, gewöhnlich aus Holz, notwendig. Dieses Modell wird in der Regel von den Eisenwerken selbst gefertigt, man kann dasselbe aber auch in Fällen, in welchen noch Änderungen während der Ausführung vorgenommen werden sollen, von einem Tischler anfertigen lassen. Das Modell muß um das sogenannte Schwindmaß, um welches sich das Eisen beim Erkalten zusammenzieht, größer als das herzustellende Gußstück gefertigt werden. Das Schwindmaß beträgt durchschnittlich 1 Proz., ist aber bei den verschiedenen Eisenhütten nicht dasselbe. Man wird sich daher das Schwindmaß vor Anfertigung des Modells von dem Eisenwerk, welches mit der Ausführung des Gusses betraut werden soll, verschaffen müssen.

b. Verwendung des Schmiedeeisens.

Nach dem gegenwärtigen Stande der Herstellungstechnik für Flußeisen muß das Schweißeisen zur Zeit noch immer als das geeignetste Eisenmaterial für ruhende Eisenkonstruktionen angesehen werden. Da das Flußeisen auf flüssigem Wege dargestellt wird, so haften ihm teilweise die Mängel des Gußeisens an. Die Festigkeit des Flußeisens gegen Zug und Druck ist zwar durchschnittlich eine höhere, als die des Schweißeisens, dagegen ist letzteres vermöge

seiner sehnigen dehnbaren Beschaffenheit besser geeignet, sich allen von der Rechnung abweichenden Spannungsverhältnissen durch Formänderung anzupassen. Diese Eigenschaft ist von großem Werte, da es in der Praxis fast niemals zutrifft, daß die Aufstellung einer Konstruktion genau den bei der Rechnung gemachten Annahmen entsprechend erfolgt. Die einzelnen Stäbe werden vielmehr häufig bereits in unbelastetem Zustande in ihre Lage eingezwängt, wodurch Spannungen entstehen, welche den berechneten Spannungen zuzuzählen sind. Das Schweißeisen gleicht diese Ungleichheit dadurch aus, daß es sich durch Dehnung den veränderten Verhältnissen anpaßt, ohne an seiner Festigkeit, selbstverständlich innerhalb gewisser Grenzen, nennenswerte Einbuße zu erleiden. Das Flußeisen scheint zu dergleichen Anpassungen weniger geeignet zu sein. Außerdem lassen sich beim Gießen der Blöcke, aus welchen die Flußeisenprofile gewalzt werden, kleine in dem Material enthaltene Luftblasen nicht immer vermeiden. Werden dieselben nicht bemerkt, so geben sie beim Walzen zu fehlerhaften Stellen und inneren Spannungen Veranlassung. Wo daher Flußeisen Verwendung findet, ist eine besonders sorgfältige Prüfung des Materials vorzunehmen.

Das Schmiedeeisen findet bei den Hochbaukonstruktionen hauptsächlich in folgenden Formen Verwendung:

1) Bleche und Flacheisen (vgl. Tabelle 19 im Anhang). Beide Formen unterscheiden sich nur durch die Art des Walzens. Bleche werden in Breiten von 1,5 m (ausnahmsweise 2,0 m) und Längen von durchschnittlich 5,0 m zwischen gewöhnlichen Walzen ohne Saum hergestellt. Der Blechrand muß nachträglich beschnitten werden. Die Flacheisen (Universaleisen) werden im sogenannten Universalwalzwerk hergestellt und gleich beim Walzen gesäumt. Sie werden bis zu 80 cm Breite und 14 m Länge ausgewalzt. Die Normalwalzlänge beträgt jedoch nur 8,0 m, für größere Längen ist ein Überpreis von gegenwärtig etwa 5 ℳ für 1000 kg und jedes m zu zahlen. Die Flacheisen in größeren Breiten sind zwar teurer als die Bleche, sie verdienen jedoch den Vorzug vor den letzteren wegen der größeren Walzlänge und der größeren Güte des Materials. Bei Breiten von mehr als 80 cm können jedoch nur Bleche Verwendung finden. Die Blechstärke beträgt bei den Eisenkonstruktionen gewöhnlich zwischen 7 und 15 mm, ausnahmsweise bei Unterlagsplatten und Knotenblechen bis 25 mm. Die Bleche werden bis 25 mm, die Flacheisen bis zu jeder beliebigen Stärke hergestellt.

2) Quadrat- und Rundeisen (vgl. Tabelle 20) werden in Stärken (Durchmesser) von 5—150 mm und in Längen von 5—14 m gewalzt. Normallänge = 5—6 m.

3) Profileisen (vgl. Tabellen 10—18). Die Tabellen 10—18 enthalten die Abmessungen, Gewichte und Querschnittswerte der vom Verband deutscher Architekten und Ingenieure aufgestellten deutschen Normalprofile. Wenn auch die Hüttenwerke ihre alten verschiedenartigen Profile noch vielfach beibehalten haben, so finden die Normalprofile doch immer mehr Eingang. Es empfiehlt sich daher, die Entwürfe zu Eisenkonstruktionen nur nach Normalprofilen zu bearbeiten. Kann man später bei der Ausführung eins der berechneten Profile nicht erhalten, so ist auf Vorschlag des Unternehmers ein ähnliches Profil von annähernd gleicher Festigkeit zu wählen.

Die Profileisen werden wie die Flacheisen bis zu 14 m Länge ausgewalzt. Die Normalwalzlänge ist meist 8,0 m, für größere Länge ist ein entsprechend höherer Preis zu entrichten.

4) Wellbleche (vgl. Tabellen 21 a—c). Zu Dachdeckungen, Wand- und Deckenkonstruktionen haben die Wellbleche eine ausgedehnte Verbreitung gefunden. Man unterscheidet Trägerwellbleche mit hohen, schmalen, und flache Wellbleche mit breiten, niedrigen Wellen. Wegen der mäßigen Stärke empfiehlt es sich, die Bleche zum Schutz gegen Rost nur verzinkt zu verwenden, zumal das Verzinken in der Regel billiger ist, als ein zweiseitiger Ölfarbenanstrich.

§ 3.

Materialprüfungen.

Gewöhnliche Gußstücke prüft man lediglich nach dem äußeren Ansehen. Ist die Form sauber und scharf gegossen und zeigen sich keine Blasen oder sonstige Fehler an der Oberfläche, so steht der Verwendung nichts entgegen.

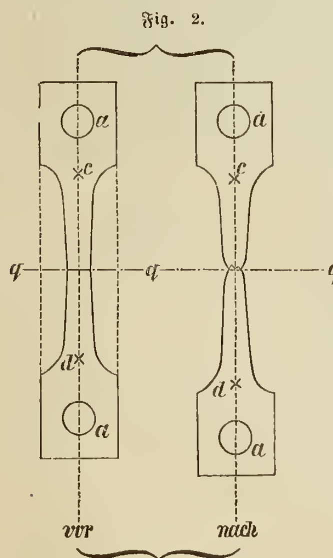
Gußeiserne Säulen werden außerdem einer Belastungsprobe durch hydraulische Pressen unterworfen und müssen hierbei mindestens das doppelte der größten rechnungsmäßigen Belastung aushalten, auch dürfen sich während und nach der Belastung keine Beschädigungen zeigen. Die für die hydraulische Belastungsprobe erforderlichen Einrichtungen sind fast auf jedem größeren Hüttenwerke vorhanden.

Schmiedeeiserne gewalzte Träger werden einer äußeren Besichtigung und zweckmäßig auch einer Belastungsprobe unterworfen. Stücke, welche bei der Besichtigung Abschilferungen, oder gar Längsrisse zeigen, sind zu verwerfen. Bei der Belastungsprobe ist der Träger der Verwendung entsprechend zu stützen und mit dem $1^1/_2$ fachen bis doppelten Gewicht der größten vorkommenden Last zu belasten. Nimmt der Träger nach Entfernen der Last seine ursprüngliche Form wieder an, so ist er brauchbar. Bei umfangreicheren Lieferungen genügt es, wenn nur einige Stücke beliebig herausgegriffen und geprüft werden.

Bei größeren aus Walzeisen zusammengenieteten Konstruktionen entnimmt man vor der Verarbeitung einzelne Stücke der zu verwendenden Eisensorten

und unterwirft dieselben verschiedenen Proben, welche man entweder in der Werkstatt des Unternehmers, oder in einer beliebigen andern größeren Werkstatt vornehmen lassen kann. Damit die gewählten Probestücke nicht vertauscht werden können, müssen sie mit einem Stahlstempel gekennzeichnet werden. Ein Teil der Probestücke wird nun durch Biegen und Hämmern in kaltem und rotwarmem Zustande auf Zähigkeit und Gleichförmigkeit des Materials geprüft, der andere Teil wird für die Zerreißungsprobe behufs Feststellung der Zugfestigkeit bearbeitet. Zu diesem Zwecke wird ein ausgeschnittener Probestreifen von etwa 25 cm Länge und 6 cm Breite in die aus Fig. 2 ersichtliche Form gebracht. Die Verbindungslinie der Löcher a — a muß hierbei genau mit der Mittelachse des dünnen Stabteiles c — d zusammenfallen. Vor dem Einspannen in den Zerreißungsapparat wird der kleinste Querschnitt q durch Taster genau gemessen und berechnet; außerdem wird bei c und d je eine Marke eingeschlagen und die Entfernung c — d festgestellt. Nunmehr wird das Probestück zwischen der oberen und unteren Klemmbacke des Zerreißungsapparates eingespannt, indem durch die Löcher a — a ein Bolzen gezogen wird.[1] Die Zerreißungsapparate sind meist Hebelwerke, bei welchen ein an dem Apparate angebrachtes Gewicht durch Hebelübersetzung eine vergrößerte Wirkung auf den eingespannten Stab ausübt. Die Größe des Gewichtes, durch welche der Stab zum Zerreißen gebracht wird, gibt mit der Hebelübersetzung multiplizirt und durch den vor dem Einspannen gemessenen Querschnitt dividirt die Zugfestigkeit des Eisens auf 1 qcm Querschnitt an. Vor dem Zerreißen dehnt sich die Länge c — d aus, während sich der Querschnitt verringert. Der Unterschied zwischen dem Maße c — d vor und nach dem Bruche heißt die „Dehnung" des Eisens, die dieser entsprechende Verringerung des Querschnittes „Kontraktion". Je größer die Dehnung, desto brauchbarer ist das Eisen.

Fig. 2.



Gutes Walzeisen muß in der Walzrichtung 35 kg Festigkeit für das qmm und 12 Proz. Dehnung, senkrecht zur Walzrichtung 30 kg Festigkeit und 3 Proz. Dehnung besitzen. (Vgl. die Lieferungsbedingungen in § 4.)

---

1) Bei neueren Apparaten erfolgt die Einspannung auch ohne Bolzen zwischen Klemmbacken, welche mit Scharnieren versehen sind.

§ 4.

Vergebung der Eisenkonstruktionen.

Es empfiehlt sich, alle Eisenkonstruktionen, bei welchen hauptsächlich die Festigkeit des Materials in Frage kommt, ausnahmslos nach Gewicht zu vergeben. Das Sollgewicht wird nach den in der Zeichnung angegebenen Abmessungen unter Zugrundelegung eines spezifischen Gewichtes von 7,8 für Schmiedeeisen und eines solchen von 7,5 für Gußeisen berechnet. Zu den Gewichtsberechnungen kann das nachstehende Formular benutzt werden.

Nr.	Anzahl	Vordersatz	Nr. der deutschen Normalprofile	Massen				Gewicht (kg)			
				m	qm	Stärke mm	cdm	f. d. m	f. d. qm	im Einzelnen	im Ganzen
		A. Schmiedeeisen (spez. Gewicht = 7,8)									
1	12	gleichsch. Winkeleisen 3 . 6,0 + 4 . 5,0 + 5 . 7,0	$6^1/_2$	73	.	9	.	8,5	.	620,5	
2	4	Knotenplatten $4\left(\frac{0{,}2 \cdot 0{,}3}{2} + \frac{0{,}3 + 0{,}26}{2} 0{,}14\right)$	.	.	0,16	15	.	.	117	18,7	
		Summe:	.	.	.	.	.	.	.	.	639,2
3	.	Für Nietköpfe und zur Abrundung rund 3 Proz.	.	.	.	.	.	.	.	.	20,8
		Summe Schmiedeeisen:	.	.	.	.	.	.	.	.	660,0
		B. Gußeisen (spez. Gewicht = 7,5)									
4	4	Lagerplatten 4 . 5,0 . 3,0 . 0,4	.	.	.	.	24	.	.	180,0	.
		Summe Gußeisen:	.	.	.	.	.	.	.	.	180,0

Die Ermittelung des thatsächlichen Gewichtes erfolgt entweder in der Fabrik im Beisein des Auftraggebers, beziehungsweise eines Beauftragten, oder auf einer amtlichen Wage. Auf letzterer wird das mit Eisen beladene Fahrzeug gewogen und von diesem Gewichte das nach der Entladung festzustellende Leergewicht des Wagens in Abzug gebracht. Außer dem Gewichte ist die Übereinstimmung der Abmessungen der einzelnen Teile mit der Zeichnung und Gewichtsberechnung festzustellen. Ein Mehrgewicht von mehr als 3 Proz. wird nicht vergütet, ein Mindergewicht von mehr als 2 Proz. berechtigt zur Zurückweisung der Lieferung. Nachstehend folgt ein Entwurf zu den technischen Bedingungen, welche dem Lieferungsvertrage zweckmäßig zu Grunde gelegt werden:

Technische Bedingungen
für die
Lieferung und Aufstellung von Eisenkonstruktionen.

1) Die Ausführung geschieht nach Maßgabe der dem Unternehmer bei der Zuschlagserteilung zu übergebenden und von ihm durch seine Namensunterschrift anzuerkennenden Zeichnungen und Gewichtsberechnungen.

Unternehmer ist verpflichtet, die Zeichnungen und Berechnungen zu prüfen, gefundene Fehler anzuzeigen und etwa vorkommende Unklarheiten, nach Verständigung mit dem Besteller, zu beseitigen.

In der Ausführung sich vorfindende Mängel können durch Unklarheit und Unvollkommenheit der Zeichnungen nicht entschuldigt werden. — Die erforderlichen Werkzeichnungen hat Unternehmer anzufertigen und dem Bauherrn zur Genehmigung vorzulegen.

2) Der Bauherr hat das Recht, die Beschaffenheit der verwendeten Materialien und die Bearbeitung der Konstruktionsteile prüfen und überwachen zu lassen. Der Unternehmer hat dafür zu sorgen, daß der hiermit beauftragten Person in der Fabrik oder auf den Werkplätzen bereitwillig alles zu den Proben Erforderliche, einschließlich der Arbeitskräfte, unentgeltlich gestellt wird. Von dem Eintreffen der Materialien in der Fabrik hat der Unternehmer rechtzeitig Anzeige zu machen, damit die Prüfung derselben vor der Bearbeitung erfolgen kann.

Der Bauherr hat das Recht, von den angelieferten Materialien bis $1/_3$ Proz. des Gewichts zu Probezwecken verwenden zu lassen.

Die Probestücke werden nicht besonders bezahlt, auch kann aus ihrer Entnahme kein Entschuldigungsgrund für zu späte Ablieferung der Konstruktion hergeleitet werden. Die Form und Bearbeitung der Probestücke wird von dem Beauftragten des Bauherrn vorgeschrieben. Der Bauherr behält sich das Recht vor, auch Materialprüfungen in anderen Werkstätten, oder in einer öffentlichen Prüfungsanstalt ausführen zu lassen und zu diesem Zweck Materialproben innerhalb der obenbezeichneten Grenzen zu entnehmen. Die Kosten der Bearbeitung und Prüfung dieser Materialien trägt der Bauherr.

3) Das zur Verwendung kommende Walzeisen muß voll ausgewalzt, dabei glatt und eben sein und darf keine Längen- oder Kantenrisse, auch keine tief eingewalzten Schiefer oder Schlacken zeigen. Eingekerbt und umgebogen muß dasselbe ein durchaus sehniges Gefüge ohne unganze Stellen zeigen. Die einzelnen Stücke müssen gerade gerichtet sein, ohne dabei Beulen, oder Fehlerstellen infolge von Hammerschlägen zu zeigen. Soweit nicht weiter unten abweichende Bestimmungen getroffen werden, muß das Walzeisen durchweg eine Bruchfestigkeit von mindestens 35 kg für das qmm besitzen und eine Dehnung von 12 Proz. gestatten.

Profileisen, Flacheisen und solche Bleche, welche vorwiegend in einer Richtung in Anspruch genommen werden (Gurtplatten, Zugbänder, Druckstreben u. s. w.) müssen die folgenden Proben aushalten:

a) Ausgeschnittene Längsstreifen von 30 bis 50 mm Breite mit abgerundeten Kanten müssen bei einer Dicke d sich im kalten Zustande um einen Winkel von α Graden umbiegen lassen, ohne daß an der Biegungsstelle ein Reißen des Materials eintritt und zwar muß

bei einer Dicke	der Winkel
d = 8 bis 11 mm	α betragen = 50⁰
12 „ 15 „	„ „ = 35⁰
16 „ 20 „	„ „ = 25⁰
21 „ 25 „	„ „ = 15⁰

b) Im rotwarmen Zustande müssen dieselben Probestücke bei einer Dicke d bis zu 25 mm sich bis zu einem Winkel $\alpha = 120$ Grad,
bei d über 25 mm bis zu $\alpha = 90$ Grad,
abbiegen lassen, ohne eine Beschädigung zu erleiden.

c) Ein im kalten Zustande abgetrennter Streifen von 30 bis 50 mm Breite muß im rotwarmen Zustande mit einer nach einem Halbmesser von 15 mm abgerundeten und parallel der Faserrichtung geführten Hammerfinne bis auf das $1^1/_2$fache seiner Breite ausgebreitet werden können, ohne Spuren von Trennung im Eisen zu zeigen.

Die zur Verwendung kommenden Bleche müssen glatt, ohne Blasen, Beulen, oder Risse sein und dürfen keine eingewalzten Schiefer zeigen. Die Dicke der Bleche muß eine durchweg gleichmäßige sein. Das Gewicht einzelner Bleche darf höchstens eine Abweichung von 4 Proz. von dem nach der vorgeschriebenen Stärke berechneten Gewicht zeigen (wobei das spezifische Gewicht des Eisens = 7,8 angenommen ist). Stellt sich bei der Lochung eine schlechte Beschaffenheit der Bleche heraus, so werden dieselben von der Verwendung ausgeschlossen. In der Längsfaser müssen sämtliche Bleche die vorstehend unter a bis c aufgeführten Proben aushalten und die vorerwähnte Festigkeit von 35 kg für das qmm bei 12 Proz. Dehnung besitzen. Bleche, welche Spannungen in verschiedenen Richtungen ausgesetzt sind, wie Anschlußplatten von Fachwerksträgern, Stehbleche von Blechträgern ꝛc. müssen durch Querwalzen eine solche Ausbildung der Querfaser erhalten, daß die Bruchfestigkeit in dieser noch 30 kg für das qmm bei einer Dehnung von 4 Proz. beträgt. Bleche, welche eine ausgesprochene Längsrichtung haben, müssen in der Querfaser eine Bruchfestigkeit von 28 kg für das qmm bei einer Dehnung von 3 Proz. besitzen.

Alle Bleche müssen sich in den ausgeschnittenen Probestücken von 30 bis 50 mm Breite im kalten Zustande bis zu den in nachfolgender Tabelle verzeichneten Winkeln abbiegen lassen, ohne an der Biegungsstelle eine Beschädigung des Materials zu zeigen.

Bei einer Dicke d muß betragen der Winkel α:

	in der Richtung der Querfaser	in der Richtung der Längsfaser
d = 8 bis 11 mm	— α = 50⁰	— α = 20⁰
12 „ 15 „	— „ = 35⁰	— „ = 15⁰
16 „ 20 „	— „ = 25⁰	— „ = 10⁰
21 „ 25 „	— „ = 15⁰	— „ = 5⁰

Das zu Nieten und Schrauben verwendete Walzeisen muß eine Zugfestigkeit in der Längsrichtung von 38 kg für das qmm und eine Dehnungsfähigkeit bis zum Bruche von 18 Proz. besitzen; dasselbe muß sich im kalten Zustande als Rundeisen zu einer Schleife umbiegen lassen, deren lichter Durchmesser gleich dem Durchmesser des Eisens ist, ohne hierbei die geringsten Spuren einer Trennung des Eisens in den Biegungsstellen zu zeigen. Die Platten und Stäbe müssen in den in der Zeichnung angegebenen Längen aus einem Stücke gewalzt sein; jede Schweißung innerhalb dieser Länge ist verboten.

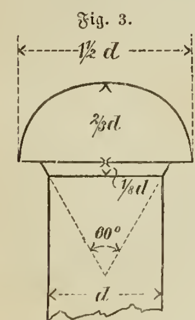
4) Die aus Gußeisen bestehenden Teile müssen, wenn nicht Hartguß oder andere Gattirungen ausdrücklich vorgeschrieben sind, aus grauem weichen Eisen sauber und fehlerfrei hergestellt sein. Die Zugfestigkeit soll bei Gußeisen mindestens 12 kg für das qmm betragen.

Es muß möglich sein, mittels eines gegen eine rechtwinkelige Kante des Gußstückes mit dem Hammer geführten Schlages einen Eindruck zu erzielen, ohne daß die Kante abspringt.

Ein unbearbeiteter quadratischer Stab von 30 mm Seite, auf zwei, 1 m voneinander entfernten Stützen liegend, muß eine allmählich bis zu 450 kg zunehmende Belastung in der Mitte aufnehmen können, bevor er bricht. — Sämtliche zu liefernden gußeisernen Säulen werden außerdem auf dem Fabrikhofe mittels hydraulischen Druckes, welcher das doppelte der rechnungsmäßig zulässigen ungünstigsten Belastung beträgt, geprüft. Die zu dieser Probe erforderlichen Geräte und Arbeiter hat der Unternehmer unentgeltlich zu stellen. Zeigen sich während oder nach der Probebelastung Beschädigungen an den Probestücken, so sind dieselben von der Anlieferung auszuschließen und durch andere tadellose Stücke zu ersetzen.

5) Alle zu verbindenden Stücke sind gerade auszurichten und in den Verbindungsstellen genau zusammenzupassen.

Fig. 3.



Die Stoßflächen sämtlicher Platten, Bleche, Winkel rc. sind sauber zu bearbeiten, so daß die Fugen dicht schließen. Das Verstemmen der Fugen vor Prüfung und Abnahme ist nicht gestattet. Alle Löcher für Niete und Schrauben müssen ohne Ausnahme gebohrt werden. Alle Nietköpfe erhalten in ihrem Übergang vom Schaft zum Kopfe eine Versenkung, welche (nach Fig. 3) $^1/_8$ des Durchmessers betragen muß.

Niete, deren Schaftlänge das $2^1/_2$fache des Durchmessers übersteigt, erhalten eine Versenkung von $^1/_4$ des Durchmessers. Die Nietköpfe sollen genau zentrisch zum Nietschafte sitzen und keine Risse oder Abquetschungen zeigen. Nach dem Vernieten ist zu untersuchen, ob die Niete vollkommen festsitzen. Ein Verstemmen der Niete ist nicht gestattet. Jeder nicht ganz fehlerfrei befundene Niet muß abgestemmt und durch einen vorschriftsmäßigen ersetzt werden. Die Nietlöcher sind an ihren beiden Enden, der Versenkung der Nieten entsprechend, zu erweitern. Beim Zusammenpassen müssen die Nietlöcher sich genau decken und vom Nietschaft vollständig ausgefüllt werden. Unregelmäßigkeiten bis zu 1 mm können durch Aufräumen mit der Reibahle beseitigt werden; bei größeren Abweichungen sind die Konstruktionsteile durch neue zu ersetzen. Die genauen Abmessungen der Anschlußplatten und deren Lochung sind durch Schablonen festzusetzen, wobei die Abstände so zu bemessen sind, daß die Lochmitten überall mindestens um den doppelten Nietdurchmesser vom Rande abstehen.

Die Konstruktionsteile dürfen beim Zusammenpassen und Zusammennieten nie in eine Spannung gezwängt werden; es müssen die Verbindungen gelöst werden können, ohne daß die bezüglichen Stücke nach der einen oder andern Seite hin federn.

Die Berührungs-, Gleit- und Rollflächen der Auflager sind genau nach Zeichnung zu hobeln, die Rollen genau nach gleichem Durchmesser abzudrehen, desgleichen die Zapfen und Lager der vorkommenden Kipplagerkonstruktionen.

Die Eisenteile sind vor der Zusammennietung in einem Säurebade von Rost zu reinigen, durch Kalkwasser von der anhaftenden Säure sorgfältig zu befreien und unmittelbar darauf mit einem fetten, in heißem Zustande aufzubringenden Leinölanstrich zu versehen. Dieser Anstrich ist an den Verbindungsstellen vor der Vernietung wieder zu beseitigen. Soweit die Vernietung einzelner Konstruktionsteile in der Fabrik vorgenommen wird, sind diese nach erfolgter Vernietung mit bester Mennigfarbe (Bleimennige) zu grundiren, nachdem vorher der Rost, welcher sich etwa trotz des Leinölanstriches angesetzt hat, durch Scheuern sorgfältig entfernt ist. Diejenigen Flächen, welche durch andere Konstruktionsteile verdeckt werden, sind vor der Zusammenfügung zu streichen. — Nach erfolgter Aufstellung der Eisenkonstruktion sind die Köpfe der auf der Baustelle eingezogenen Niete von Rost zu reinigen und zu grundiren. Sämtliche Fugen sind sorgfältig zu verkitten. — Die weiteren Anstriche sind von der Lieferung ausgeschlossen. Anstatt des oben erwähnten Säurebades kann auch die Reinigung der Eisenteile mittels Drahtbürsten bewirkt werden.

6) Für die Aufstellung werden dem Unternehmer die Auflagersteine in richtiger Höhenlage überwiesen. Das Einbohren und Einmeißeln von Löchern für Steinschrauben und Rippen an den Auflagerplatten ist Sache des Unternehmers. Die Richtungslinie der Konstruktionen wird dem Unternehmer durch deutliche Marken angegeben. Hiernach sind die Konstruktionen auf Keilen richtig zu verlegen und mit Zement zu vergießen. Die hierzu erforderlichen Arbeiten hat der Unternehmer auf seine Kosten auszuführen. Den Zement liefert der Bauherr. Die verwendeten Keile werden dem Unternehmer nicht besonders vergütet. Nähere Vorschriften über die Aufstellung der Eisenkonstruktionen, die dabei zu verwendenden Gerüste rc. enthalten die besonderen Bedingungen.

7) Bei der Abrechnung wird das bei der Gewichtsabnahme ermittelte wirkliche Gewicht der Konstruktionen zu Grunde gelegt, jedoch so, daß ein Mehrgewicht von mehr als 3 Proz. desjenigen Gewichtes, welches die auf Grund des vorgeschriebenen Entwurfes aufgestellte Gewichtsberechnung angibt, nicht vergütet wird. Ein mehr als 2 Proz. betragendes Mindergewicht gegen die Gewichtsberechnung berechtigt den Bauherrn zur Verwerfung der betreffenden Stücke. Sind infolge von Mängeln und Fehlern, welche sich bei der Ausführung herausgestellt haben, auf Anordnung des Bauherrn Änderungen einzelner Konstruktionsteile vorgenommen worden, so ist der Abrechnung eine diese Änderungen berücksichtigende verbesserte Gewichtsberechnung zu Grunde zu legen. Über das bei der Ermittelung des thatsächlichen Gewichts zu beobachtende Verfahren ist in den besonderen Bedingungen Bestimmung getroffen.

8) Nach Fertigstellung der Eisenkonstruktionen werden dieselben zunächst einer allgemeinen Prüfung unterzogen. Mit der Beseitigung der hierbei etwa vorgefundenen Mängel hat der Unternehmer sofort zu beginnen. Außerdem behält sich der Bauherr vor, die Konstruktionen mittels Probebelastung, welche das $1^1/_2$fache der ungünstigsten rechnungsmäßigen Belastung beträgt, zu prüfen.

Nach der Probebelastung dürfen die Konstruktionen keinerlei nachteilige Veränderungen zeigen. Alle Mängel, welche sich während und nach den Probebelastungen herausstellen, hat der Unternehmer innerhalb einer von dem Bauherrn zu bestimmenden Frist zu beseitigen, widrigenfalls die Änderung durch einen andern auf Kosten des Unternehmers bewirkt werden kann. Die Belastungsproben werden auf Kosten des Bauherrn, aber auf Gefahr des Unternehmers ausgeführt.

9) Für alle Schäden und Mängel, welche an dem Bauwerke infolge schlechten Materials oder fehlerhafter Ausführung der Eisenkonstruktion entstehen, bleibt der Unternehmer bis zum Ablauf eines Jahres nach erfolgter Abnahme haftbar.

* * *

Diejenigen Bestimmungen, welche von den besonderen Verhältnissen jedes einzelnen Falles abhängig sind, werden in den dem Vertrage gleichfalls anzufügenden besonderen Bedingungen niedergelegt. Die letzteren können selbstredend auch mit den technischen Bedingungen vereinigt werden. Zu den besonderen Bedingungen gehört:

1) Die Bestimmung, ob dem Unternehmer nur die Lieferung, oder auch die Aufstellung der Konstruktionen obliegt.

Im allgemeinen empfiehlt es sich, dem Unternehmer sowohl die Lieferung, als auch die Aufstellung zu übertragen, dies gilt namentlich bei allen Konstruktionen, welche zum Teil erst auf der Baustelle zusammengenietet werden müssen. Handelt es sich dagegen um die Lieferung einzelner im ganzen anzuliefernder Stücke, wie Säulen, gewalzte Träger ꝛc., deren Verlegung auf der Baustelle einfacher Natur ist, so kann man auch die Lieferung von der Aufstellung trennen und die letztere dem ausführenden Maurermeister, oder einem am Ort befindlichen Schlosser übertragen.

2) Die Bestimmung über Beförderung und Verwiegen der Konstruktionen.

Hat der Unternehmer die Eisenteile nur zu liefern, nicht aufzustellen, so empfiehlt es sich, die Lieferung frei Bahnwagen bewirken zu lassen. Das Abladen und die Beförderung nach der Baustelle wird dann zweckmäßig demjenigen Unternehmer übertragen, welchem die Aufstellung der Eisenkonstruktion obliegt. Ist dagegen dem Unternehmer die Aufstellung mit übertragen, so ist demselben die Beförderung bis zur Verwendungsstelle ebenso wie alle zur Aufstellung erforderlichen Nebenarbeiten und Rüstungen gleichfalls aufzugeben. Selbstverständlich sind alle diese in den technischen und besonderen Bedingungen vereinbarten Nebenleistungen, wenn dies nicht ausdrücklich anders bestimmt ist, in dem Einheitspreis für das Gewicht der zu liefernden Konstruktionen einzubegreifen.

3) Besondere Maßregeln, welche durch die örtlichen Verhältnisse der Baustelle bedingt sind.

Der Unternehmer ist aufzufordern, sich vor Abgabe des Preises persönlich über die örtlichen Verhältnisse, welche die Preisstellung beeinflussen könnten, Gewißheit zu verschaffen.

4) Bestimmungen über die Rüstungen.

In denselben ist unter anderm aufzunehmen, ob der Unternehmer die Rüstung selbst zu stellen hat, oder ob andere vorhandene Rüstungen vom Unternehmer mitbenutzt werden können; ferner, ob der Unternehmer verpflichtet ist, die von ihm hergestellte Rüstung anderen Unternehmern zur Mitbenutzung zu überlassen.

5) Bestimmungen über die Liefertermine, Verzugsstrafe und Bürgschaftsstellung.

* * *

Setzen wir beispielsweise den Fall der Vergebung einer eisernen Dachkonstruktion, so würde der Entwurf der besonderen Bedingungen sich demgemäß etwa folgendermaßen gestalten:

Besondere Bedingungen
für die
Lieferung und Aufstellung der eisernen Dachkonstruktion für . . . .

1) Die Ablieferung der Eisenkonstruktionen erfolgt frei Baustelle fertig aufgestellt. Sämtliche zur Aufstellung der übernommenen Konstruktionen erforderlichen Vormänner, Handwerker und Arbeiter hat der Unternehmer auf eigene Kosten zu stellen. Die Beförderung der Eisenkonstruktionen von der Fabrik bis zur Baustelle erfolgt durch den Unternehmer auf seine Kosten und Gefahr. Die mit den Konstruktionsteilen beladenen Wagen werden vor und nach der Entladung auf der städtischen Amtswage gewogen. Die hierüber ausgestellten amtlichen Wiegescheine sind für die Abnehmer maßgebend und werden von beiden Teilen ohne weiteres anerkannt. Selbstverständlich erstreckt sich die Gewichtsermittelung nur auf diejenigen Eisenteile, welche in der Gewichtsberechnung enthalten sind. Alle etwa zur Aufstellung erforderlichen Materialien, Rüstungen und Geräte sind daher getrennt von den zur Eisenkonstruktion gehörigen Teilen zu laden und nicht zu verwiegen. Die amtlichen Wiegekosten bezahlt der Bauherr. Die Entladung der Konstruktionsteile erfolgt durch den Unternehmer auf seine Kosten und Gefahr.

2) Die zur Aufstellung der Konstruktionen erforderlichen Rüstungen, von denen eine Zeichnung dem Bauherrn rechtzeitig zur Genehmigung vorzulegen ist, hat der Unternehmer ohne besondere Entschädigung zu beschaffen, aufzustellen und wieder zu beseitigen. Für die Haltbarkeit und sachgemäße Herstellung der Rüstungen ist der Unternehmer allein verantwortlich. Etwa von dem Bauherrn für notwendig erachtete Änderungen in der Anordnung der Rüstungen hat der Unternehmer auszuführen.

Von allen die Aufstellung beeinflussenden Verhältnissen der Baustellen hat sich Unternehmer, soweit er es für erforderlich hält, durch örtliche Besichtigung vor Abgabe des Preises Kenntnis zu verschaffen. Etwaige spätere Einwendungen betreffs der örtlichen Verhältnisse finden keine Berücksichtigung.

3) Die Eisenkonstruktion muß spätestens am . . . . . fertig aufgestellt sein. Vorausgesetzt wird hierbei, daß die Aufstellung der Gerüste . . Wochen vor dem oben festgesetzten Endtermin beginnen kann. Sollte dies wegen Zurückbleibens der Maurerarbeiten oder aus sonstigen nicht im Verschulden des Unternehmers liegenden Ursachen nicht möglich sein, so wird der Endtermin um die Dauer der entstandenen Verzögerung hinausgeschoben. Der Unternehmer ist nicht berechtigt aus dieser Verzögerung einen Entschädigungsanspruch herzuleiten.

4) Bei Überschreitung der vorstehend festgesetzten Fristen verfällt Unternehmer in eine Verzugsstrafe von . . Mark, in Worten: „. . . . Mark“, für jede volle Woche der Verspätung.

5) Die Höhe der Haftsumme wird auf den . . Teil der Vertragssumme festgesetzt.

§ 5.

Schutz der Eisenkonstruktionen gegen Rost.

Werden die Eisenteile ganz von Zementmörtel, Zementbeton, oder einem ähnlich dichten Material umhüllt, so daß sie gegen Luft und Feuchtigkeit völlig abgeschlossen sind, so ist ein schützender Überzug gegen Rost zu entbehren. Werden die Eisenteile dagegen nur teilweise umhüllt, so ist ein 1—2maliger Anstrich mit Bleimennige zweckmäßig. Die sichtbar bleibenden Eisenteile werden dann später noch mit einem zweimaligen Ölfarbenanstrich versehen. Statt der Mennige- und Ölfarbenanstriche werden in neuerer Zeit vielfach Patentfarben angepriesen, deren Herstellung Geheimnis der betreffenden Fabrik zu sein pflegt. Es empfiehlt sich derartige Farben nur auf Grund eingehender Versuche und eigener Erfahrung zu verwenden und in zweifelhaften Fällen dem bewährten Bleimennige- und Ölfarbenanstrich den Vorzug zu geben. — Der Anstrich mit Bleimennige war bisher, wegen der angeblich schädlichen elektrischen Erregung des Eisens, vielfach von der Verwendung ausgeschlossen und als Ersatzmittel Eisenmennige, ein Gemisch von Eisenrost und Firnis, vorgeschrieben worden. Die Erfahrung hat jedoch gezeigt, daß Eisenmennige ein gänzlich unzureichendes Schutzmittel ist und die an den Gebrauch von Bleimennige geknüpften Befürchtungen nicht eingetroffen sind. Der Bleimennigeanstrich hat sich vielmehr noch immer als die geeignetste Grundfarbe für Ölfarbenanstrich auf Metall erwiesen.

Solche Eisenteile, welche der Wirkung von Luft und Feuchtigkeit ausgesetzt sind und entweder unsichtbar bleiben, oder nur untergeordneten Zwecken dienen, erhalten zweckmäßig bereits in der Fabrik einen Asphaltüberzug. Es gilt dies namentlich von eisernen in der Erde zu lagernden Röhren. Kleinere Stücke werden hierbei nach Erwärmung auf 150—180° C. in die kochende Asphaltmasse eingetaucht, in welcher sie 10—20 Minuten liegen bleiben. Große Stücke werden nach Erwärmung mit der kochenden Asphaltmasse angestrichen.

Bei einfachen untergeordneten Konstruktionen genügt meistens ein Überzug mit gewöhnlichem Steinkohlenteer. Die mit Asphalt oder Teer angestrichenen Eisenteile lassen sich jedoch nachträglich niemals mehr mit Ölfarbe streichen, es müßte denn der alte Anstrich vorher vollständig entfernt werden.

Alle Eisenteile von schwachen Abmessungen, welche gleichzeitig den Witterungseinflüssen ausgesetzt sind, wie Dachdeckungsbleche, Rinnen u. a. sollten ausnahmslos verzinkt verwendet werden. Die zu verzinkenden Stücke können bei der gegenwärtig üblichen Herstellungsweise bis 5 m lang und 3 m breit sein. Dieselben werden in ein Bad von geschmolzenem Zinke gebracht und nur so lange darin belassen, bis das Eisen die Temperatur des Zinkes angenommen hat, was bei dünnen Blechen in sehr kurzer Zeit erfolgt.

Über die Wirkung der Verzinkung liegen jetzt bereits 20jährige vollständig befriedigende Erfahrungen vor. Die Kosten der Verzinkung stellen sich beispielsweise bei dünnen Blechen (Wellblechen) in der Regel nicht höher, als ein guter Ölfarbenanstrich.

Statt des Verzinkens kommt in Fällen, in welchen Einwirkung von schwefeligen Rauchgasen oder Säuren zu befürchten ist, auch Bleiüberzug in Anwendung. Dieser Überzug bietet zwar eine bessere Gewähr gegen Zerstörung durch säurehaltige Dämpfe, geht aber keine so innige Verbindung mit dem Eisen ein, wie dies bei Zinküberzug der Fall. Letzterer ist daher in allen gewöhnlichen Fällen vorzuziehen. — In neuerer Zeit kommt auch an Stelle der Verzinkung das nach dem Erfinder benannte Barff'sche Verfahren mehr und mehr in Anwendung. Hierbei werden die zu schützenden Eisenteile überhitzten Wasserdämpfen ausgesetzt, welche die Bildung einer die Oberfläche überziehenden Schicht von Eisenoxyduloxyd bezwecken. Letztere gewährt einen vollkommenen Schutz gegen Rost. Das Verfahren, welches bisher hauptsächlich nur für Gebrauchsgegenstände in Anwendung kam, soll sich billiger stellen als Verzinken.

§ 6.

Schutz der Eisenkonstruktionen gegen Feuer.

Bis vor kurzem pflegte man das Eisen für ein völlig feuersicheres Baumaterial zu halten, d. h. man nahm an, daß ein Feuer, welches in einem nur aus Stein und Eisen bestehenden Raume ausbricht, auf diesen Raum beschränkt bleiben würde. Man berücksichtigte hierbei nicht genügend die Verringerung, welche die Festigkeit des Eisens bei zunehmender Temperatur erleidet und die nachteiligen Wirkungen, welche ein Eisenstab infolge seiner Ausdehnung durch die Hitze auf die benachbarten Konstruktionsteile auszuüben vermag. Um diese Wirkungen von vornherein unschädlich zu machen, bedarf es besonderer Vorsichts- und Schutzmaßregeln.

Neuerdings haben verschiedene Brände, hauptsächlich der Brand eines Lagerhauses in Berlin[1]), bewiesen, daß

1) Zentralblatt der Bauverwaltung 1887, Seite 417 u. f., mit Abbildungen.

die Eisenkonstruktionen, wenn sie frei von dem Feuer bespült werden können, bei großen Hitzegraden der vollständigen Zerstörung anheimfallen.

Nach den von Kollmann in Oberhausen[1]) angestellten Versuchen erleidet die Festigkeit des Eisens bei einer Erwärmung bis zu 100° C. keine wesentliche Verminderung.

Letztere beträgt jedoch:

bei einem Hitzegrad von 300° C.	= 90 Proz.	der ursprünglichen Festigkeit.
„ „ „ „ 500° „	= 70 Proz.	
„ „ „ „ 700° „	= 20 Proz.	

Mithin bildet für die gewöhnlich mit 4—5facher Sicherheit ausgeführten Konstruktionen eine Hitze von 700° C. die Grenze der Haltbarkeit. Hierbei ist jedoch zu beachten, daß der Bruch bei genügend andauernder Belastung auch schon bei geringeren Hitzegraden erfolgen kann, daß aber anderseits die der Berechnung zu Grunde liegende größte Belastung zur Zeit eines Brandes in allen Fällen, in welchen die angenommene Belastung durch Menschengedränge gebildet wird, nicht vorhanden ist. — Im allgemeinen lassen sich über die Feuersicherheit folgende Regeln aufstellen: In Gebäuden, in welchen keine größeren Mengen brennbarer Stoffe angehäuft zu sein pflegen, also in Wohngebäuden, Schulen, Kirchen u. a. dürften bei Bränden Temperaturen von mehr als 700° C. kaum vorkommen. In solchen Gebäuden sind Eisenkonstruktionen feuersicher, selbst wenn sie frei liegen sollten, jedoch unter der Voraussetzung, daß für die Ausdehnung des Eisens genügend Spielraum vorhanden ist. In Gebäuden oder einzelnen Räumen, in welchen sich größere Mengen brennbarer Stoffe befinden, also in Läden, Warenlagern, Museen, Bücher- und Aktensammlungen u. a. können jedoch bei Bränden bedeutend höhere Hitzegrade eintreten, bei welchen das Eisen nicht mehr im stande ist, die ihm aufgebürdeten Lasten zu tragen. In diesen Fällen muß das Eisen durch besondere Anordnung und Verkleidung mit schlechten Wärmeleitern der direkten Einwirkung der Hitze entzogen werden. Hierbei ist zu berücksichtigen, daß die Hitze am Fußboden am geringsten, an der Decke am größten ist. Räume, in welchen größere Mengen sehr leicht und anhaltend brennender Materialien, wie Mineralöle, Spiritus rc., lagern, werden zweckmäßig unter Vermeidung alles Eisenwerkes nur aus gutem Klinkermauerwerk in Zementmörtel hergestellt. In allen Fällen müssen außerdem die Eisenkonstruktionen so aufgestellt werden, daß die in der Wärme entstehende Ausdehnung der Konstruktionsteile ohne erhebliche Hinderung von statten gehen kann. Die Ausdehnung beträgt nach Tabelle 2 für je 100° C. und jedes m Länge = $^1/_8$ cm, also bei 1000° = 1,25 cm. Hiernach ist z. B. bei eisernen 10 m langen Balken an beiden Enden ein freier Spielraum von je $\frac{10 \cdot 1{,}25}{2} = 7$ cm zu schaffen.

Die im Hinblick auf Feuersgefahr zu treffenden Schutzmaßregeln werden später bei Besprechung der einzelnen Bauteile berücksichtigt werden.

1) Zentralblatt der Bauverwaltung 1883, Seite 236.

Zweites Kapitel.

Grundlagen für die Berechnung der Hochbaukonstruktionen.

§ 1.

Aufgabe der Berechnung.

Die Aufgabe der Berechnung besteht in der Ermittelung der zweckmäßigsten Gestalt, welche einem Konstruktionsteil zu geben ist, damit er den auf ihn wirkenden Lasten bei sparsamstem Materialaufwand genügenden Widerstand leistet.

Die Lösung der Aufgabe zerfällt in 3 Abschnitte:

1) Ermittelung der auf den Konstruktionsteil wirkenden Lasten.
2) Ermittelung der in den Stützpunkten des Konstruktionsteils durch die Einwirkung der Belastung entstehenden Gegenkräfte. (Lager- oder Stützendrucke.)
3) Ermittelung der im Inneren des Konstruktionsteils infolge Einwirkung der Lasten und Lagerdrucke entstehenden Spannungen.

Die Belastungen und Lagerdrucke bilden das System der äußeren Kräfte, welches sich bei allen Bauwerken stets im Zustande der Ruhe, des Gleichgewichts befinden muß. Die durch die äußeren Kräfte in dem Konstruktionsteil hervorgerufenen Spannungen bilden das System der inneren Kräfte, welches an jeder Stelle des Körpers der Wirkung der äußeren Kräfte das Gleichgewicht zu halten hat.

Zu 1) Die Größe und Wirkungsweise der Belastungen folgt aus der allgemeinen Anordnung des Konstruk-

tionsteils und aus den Aufgaben, welche derselbe zu erfüllen hat. Diese Belastungen sind meist veränderlich, der Berechnung sind daher diejenigen möglicherweise vorkommenden Belastungen zu Grunde zu legen, welche den ungünstigsten Einfluß auf die Standsicherheit und Haltbarkeit ausüben.

Zu 2) Die Größe der Lagerdrucke ist von vornherein nicht bekannt. Dieselbe ist aus den Bedingungen des Gleichgewichts zu bestimmen, d. h. die Lagerkräfte müssen eine solche Größe und Richtung besitzen, daß sie die Wirkung der Belastungen auf Veränderung der Lage des Konstruktionsteils aufheben.

Nicht in allen Fällen reichen die Gleichgewichtsbedingungen zur Bestimmung der Lagerdrucke aus. Diejenigen Anordnungen, bei welchen die Gleichgewichtsbedingungen zur Bestimmung der Lagerdrucke genügen, heißen statisch bestimmte Systeme, die anderen statisch unbestimmte Systeme.

Die Lagerdrucke der statisch unbestimmten Systeme werden mit Hilfe der Formveränderungslehre (Elastizitätslehre) ermittelt. Der praktische Wert dieser meist umständlichen und schwierigen Berechnungen ist bei Hochbaukonstruktionen, wie später an einzelnen Fällen gezeigt werden wird, ein sehr geringer, da die Voraussetzungen, welche die Berechnung stellt, fast nie in Wirklichkeit zu erfüllen sind. Man wird daher zweckmäßig bei Hochbauten nur solche Konstruktionssysteme wählen, welche statisch bestimmbar sind, oder die unbestimmbaren Systeme, wo sie nicht wohl zu vermeiden sind, näherungsweise als statisch bestimmbar ansehen.

Zu 3) Die inneren Kräfte werden ebenfalls nach den Gleichgewichtsbedingungen ermittelt. Man denkt sich den Körper an einer beliebigen Stelle durchschnitten und ermittelt diejenigen Kräfte, welche an der Schnittstelle anzubringen sind, damit die Leistung des abgeschnittenen Teils ersetzt wird. Die an der Schnittstelle anzubringenden Kräfte müssen mit den am abgetrennten Körperteil wirkenden äußeren Kräften im Gleichgewicht sein.

Die Ermittelung der Art der Verteilung der Kräfte an der Schnittstelle, sowie der ungünstigsten Lage der Schnittstelle ist Aufgabe der Lehre von den inneren Kräften, oder der Festigkeitslehre.

* * *

Bei allen Berechnungen ist darauf zu achten, daß zuerst das System der äußeren Kräfte, also die Belastungen und Lagerdrucke, vollständig festgestellt sein müssen, ehe an die Bestimmung der inneren Kräfte herangegangen wird. Namentlich von Anfängern, welche leicht geneigt sind mit fertigen Formeln zu rechnen, wird diese Grundbedingung häufig außer acht gelassen. Hierdurch erhält man nicht nur in allen vom gewöhnlichen Schema abweichenden Fällen unbrauchbare Ergebnisse, sondern es wird auch die Entwickelung klarer Vorstellungen über den statischen Aufbau der Konstruktionen unterdrückt.

* * *

Die statischen Aufgaben lassen sich sowohl durch Rechnung (analytische Methode), als durch Zeichnung (geometrische, oder graphische Methode) lösen. In der Regel werden beide Methoden gemeinsam benutzt; je nachdem dann die Behandlung vorwiegend durch Rechnung oder Zeichnung erfolgt, spricht man von analytischer, oder graphischer Behandlung. Über den Wert der beiden Methoden sind die Meinungen geteilt. Wer von Jugend auf an die rechnerische Behandlung gewöhnt und darin geübt ist, wird sich schwer an die zeichnerische gewöhnen und umgekehrt. Thatsache ist jedoch, daß die zeichnerische Methode sich immer mehr auf Kosten der rechnerischen ausbreitet, auch wird wohl allgemein anerkannt werden, daß in verwickelteren Fällen die zeichnerische Behandlung vorzuziehen ist, weil sie einen klareren Überblick gewährt und das Gedächtnis weniger belastet, als die rechnerische. In allen einfacheren Fällen jedoch, und diese bilden bei den gewöhnlich zu berechnenden Konstruktionen des Hochbaues die Regel, wird man sich besser der Rechnung bedienen, weil alsdann die Aufgabe oft schon gelöst ist, ehe man die zum Zeichnen nötigen Gerätschaften in Bereitschaft gesetzt hat. In nachstehender Betrachtung wird daher jede Behandlungsweise an gebührender Stelle Berücksichtigung finden.

Bei dem Entwerfen der Konstruktionen bietet sowohl bei der graphischen, wie rechnerischen Behandlungsweise der Gebrauch des logarithmischen Rechenschiebers nicht genug zu schätzende Vorteile. Die mit dem Rechenschieber zu erreichende Genauigkeit genügt für die Zwecke des Entwurfes vollkommen, da ja sowohl die äußeren Belastungen, als auch die zulässigen Materialspannungen innerhalb gewisser Grenzen willkürlich angenommen werden. Auf die Handhabung des Rechenschiebers soll hier nicht näher eingegangen werden, man wird sich diese am besten und schnellsten durch praktischen Gebrauch aneignen.

§ 2.

Belastung der Hochbaukonstruktionen.

Die bei den Hochbaukonstruktionen vorkommenden Belastungen bestehen in:

1) dem Eigengewicht der Konstruktion, oder der ständigen Last,
2) der veränderlichen Belastung, oder zufälligen Last.

Die veränderliche Last wird bewirkt durch Menschen, Tiere und bewegliche Gegenstände (Möbel, Waren u. a.), ferner durch Schneelast und Winddruck.

Durch die ständige Last wird eine Konstruktion in stets gleichbleibender Weise beansprucht, während die zufällige Last bald die ganze Konstruktion, bald nur diesen oder jenen Teil derselben in Anspruch nimmt.

a. Eigengewicht.

Das Eigengewicht einer Konstruktion ist vor der Fertigstellung des Entwurfes nicht bekannt. Da man dasselbe jedoch zur Berechnung bedarf, so pflegt man das Eigengewicht nach bereits ausgeführten ähnlichen Konstruktionen anzunehmen. Diese Annahme genügt dann in der Regel, sollte sich jedoch auf Grund der Berechnung thatsächlich ein wesentlich anderes Gewicht ergeben, so hat man unter Einsetzung des so ermittelten Gewichts die Berechnung zu berichtigen. Zur Erleichterung der Ermittelung des Eigengewichts sind die Tabellen 3—5 im Anhang zu benutzen.

b. Zufällige Belastung der Decken.

Die erfahrungsmäßig genügenden Belastungsannahmen sind aus Tabelle 4 und 5ª zu entnehmen.

c. Belastung durch Schnee.

Die größte Schneelast ist zu 75 kg für das qm Grundfläche anzunehmen. Bei glatten stark geneigten Flächen (über 35—40°), von welchen der Schnee abgleitet, ist die Schneelast nicht zu berücksichtigen.

d. Winddruck.

Die Größe des Winddruckes richtet sich nach der Lage des Gebäudes. Ist ein Gebäude nur durch andere Gebäude, Bäume u. a. geschützt, so ist, da diese Schutzgegenstände beseitigt werden können, der Winddruck für das qm einer senkrecht zur Windrichtung gerichteten Fläche

$$w_0 = 120 \text{ kg}$$

anzunehmen.

Bei Türmen ist der Winddruck je nach der Lage und Höhe des Turms größer, gewöhnlich 150 kg für das qm anzunehmen.[1])

Bei einer beliebig gegen die Windrichtung geneigten Fläche kommt nur ein Teil des Winddruckes zur Wirkung. Nach angestellten Versuchen ist die Wirkung des Winddruckes senkrecht zur Fläche gerichtet und zwar ist, wenn η der Neigungswinkel der Windrichtung zur Fläche, dieser senkrecht zur Fläche wirkende Druck $W = w_0 \sin \eta$. . . .[2])

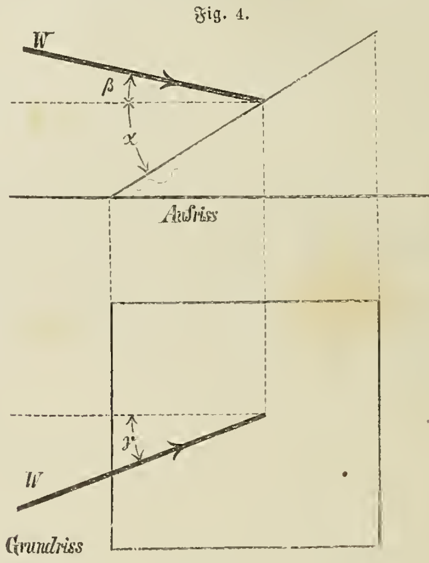
Bezeichnet nun

α = Neigungswinkel des Daches gegen den Horizont,
β = " der Windrichtung gegen den Horizont,
γ = Winkel, welchen die Windrichtung im Grundriß mit einer in der Fläche liegenden Horizontalen einschließt (siehe Fig. 4),

so ergibt sich aus der stereometrischen Beziehung der 3 Winkel $\alpha\ \beta\ \gamma$ zum Neigungswinkel η der normal zur Fläche wirkende Druck

$$W = w_0\ (\cos \alpha \sin \beta + \sin \alpha \cos \beta \cos \gamma).$$

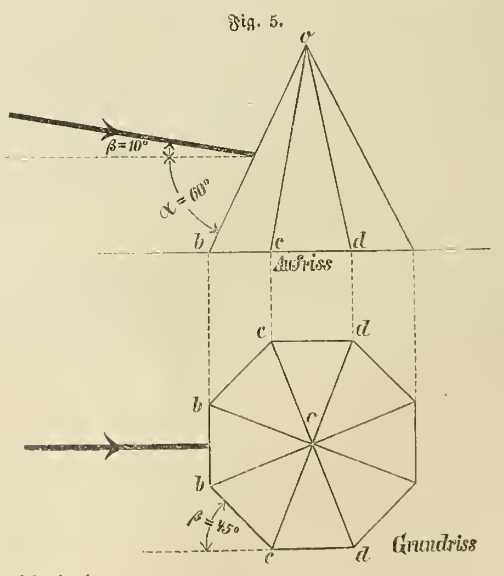
Fig. 4.



Ist, wie gewöhnlich, der Wind im Grundriß senkrecht zur Fläche gerichtet, demnach $\gamma = 90°$, und wird β allgemein $= 10°$ angenommen, so wird:

$$W = w_0 . \sin\ (\alpha + 10°).$$

Fig. 5.



Beispiel:
Winddruck auf eine achteckige Turmspitze. (Fig. 5.)
Es sei der Neigungswinkel $\alpha = 60°$.

1) Bei dem 300 m hohen Eiffelturm in Paris wurde der Winddruck zu 400 kg für das qm angenommen.

2) Die aus der Theorie des Winddruckes sich ergebende Formel $W = w_0' . \sin^2 \eta$ liefert nach angestellten Versuchen gegen die Wirklichkeit zu kleine Werte für W.

Dann ist der senkrecht zur Fläche bbo wirkende Druck

$$w_1 = 120 . \sin(60 + 10) = 113 \text{ kg für das qm.}$$

Der senkrecht zur Fläche bco wirkende Druck

$$w_2 = 120 (\cos 60 . \sin 10 + \sin 60 . \cos 10 . \cos 45) = 83 \text{ kg für das qm.}$$

Der senkrecht zur Fläche cdo wirkende Druck

$$w_3 = 120 . \cos 60 . \sin 10 = 11 \text{ kg für das qm.}$$

Würde die Windrichtung nicht unter 10^0 geneigt, sondern horizontal angenommen, so wäre $\beta = 0$ und

$$w_1 = 120 . \sin 60 = 104 \text{ kg für das qm,}$$
$$w_2 = \sin 60 . \cos 45 = 43 \;\;\text{"}\;\;\text{"}\;\;\text{"}\;\;\text{"}$$
$$w_3 = \sin 60 . \cos 90 = 0.$$

§ 3.

Angriffsweise der Belastung und Einteilung der Träger.

Die in § 2 angeführten Belastungen wirken stetig auf jeden Punkt der belasteten Fläche. Derartige Lasten heißen daher stetige Lasten. Im Gegensatz hierzu sind Einzellasten solche Lasten, welche nur auf einen bestimmten Punkt der Konstruktion wirken.

Diejenigen Konstruktionsteile, welche die belasteten Flächen unmittelbar unterstützen, nennen wir Lastträger. Je nachdem dieselben Wand-, Decken- oder Dachflächen unterstützen, heißen sie Wandträger, Deckenträger, Sparren (bei Sparrendächern), oder Pfetten (bei Pfettendächern). Die Lastträger übertragen die Lasten entweder unmittelbar auf die Mauern und Stützen, oder sie werden von weiteren Trägern, den Unterzügen, oder Hauptträgern unterstützt. Die Lastträger wirken auf die Hauptträger als Einzellasten. Den Druck, welchen ein Konstruktionsteil auf einen andern Konstruktionsteil ausübt, nennen wir Lager- oder Stützendruck.

Die vorstehende Einteilung der Träger in Lastträger und Hauptträger trennt die Träger nur nach ihrer Lage im Konstruktionssystem. Im übrigen kann ein Hauptträger ganz dieselbe Form haben, wie ein Lastträger.

Nach der Wirkung, welche die Träger auf die Stützen ausüben, unterscheidet man zwei Hauptgruppen: die Balken- und die Bogenträger. Die Balkenträger beanspruchen im allgemeinen die Stützen nur durch parallel zu der Lastrichtung wirkende Kräfte, während die Bogenträger schief gerichtete Stützendrucke (Schub) erzeugen, welche den Abstand der Stützen zu ändern streben. Bei den Hochbaukonstruktionen sind die Stützen in der Regel nicht imstande, den Bogenschub aufzunehmen. Werden daher Bogenträger bei Hochbauten angewendet, so wird fast stets der Schub durch Zugstangen, welche die beiden Trägerenden verbinden, aufzunehmen sein.

Nach der Form unterscheidet man ferner vollwandige und gegliederte Träger. Die ersteren bilden einen zusammenhängenden undurchbrochenen Körper und zerfallen wieder in die aus einem Stück bestehenden Walzträger und die aus mehreren Stücken zusammengesetzten Blech- oder genieteten Träger.

Die gegliederten Träger bestehen aus einem Netz von Stäben, welche in den Endpunkten (Knotenpunkten) verbunden sind.

Schließlich unterscheidet man die Träger noch nach Zahl und Art der Unterstützung und zwar:

1) Träger am einen Ende eingemauert, am andern Ende ohne Unterstützung (Freiträger),
2) Träger an beiden Enden eingemauert,
3) Träger auf zwei Stützen frei aufliegend,
4) Träger, welche über drei und mehr Stützen zusammenhängend fortlaufen (kontinuirliche Träger).

Für die Hochbaukonstruktionen kommen fast nur die unter 1 und 3 genannten Unterstützungsarten in Betracht. Bevor auf die Konstruktion und Berechnung der Träger und Stützen näher eingegangen werden kann, müssen die äußeren und inneren Kräfte einer allgemeinen Betrachtung unterzogen werden.

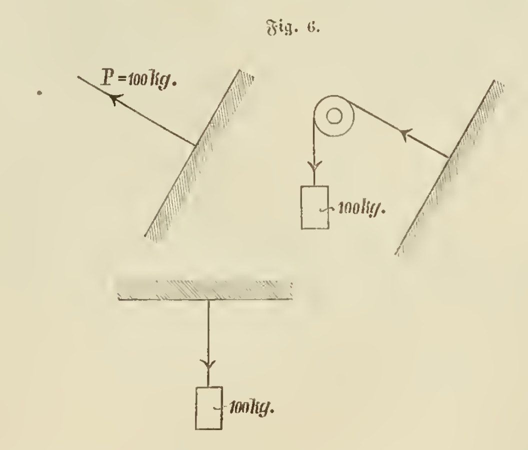
§ 4.

Das Kräftepolygon.

(Erste Gleichgewichtsbedingung.)

Die Größe einer beliebig gerichteten Kraft wird ausgedrückt durch das Gewicht, welches die gleiche Wirkung in lotrechter Richtung hervorbringen würde (Fig. 6). Bei

Fig. 6.

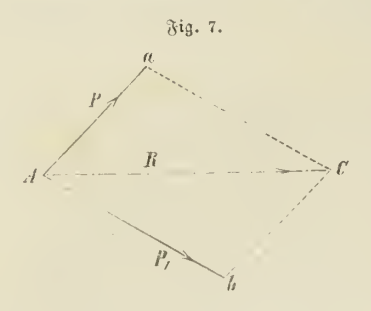


der graphischen Methode wird die Kraft dargestellt durch eine gerade Linie, deren Länge von dem gewählten Kräftemaßstab abhängt. Wird z. B. als Maßeinheit 1 cm = 100 kg gewählt, so ist eine Kraft von 20 kg durch eine 2 mm lange gerade Linie darzustellen.

Eine Kraft ist bestimmt, wenn ihre Größe, Richtung und die Lage des Angriffspunktes bekannt ist.

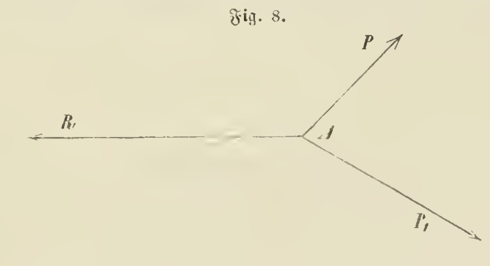
Wirken auf einen Punkt A, Fig. 7, zwei Kräfte P und P_1, welche nach einem beliebig gewählten Kräftemaßstab (z. B. 1 cm = 100 kg) dargestellt sind, so bewegt sich der Punkt A in der Richtung der Diagonale R des aus Größe und Rich-

Fig. 7.



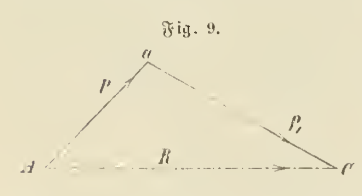
tung der Kräfte P, P_1 gebildeten Parallelogramms A-a-C-b. Die Wirkung der Kräfte P und P_1 ist die gleiche, wie die Wirkung einer in der Richtung der Diagonale wirkenden Kraft R von der Größe der Diagonale. Würde daher die Kraft R in entgegengesetzter Richtung wirken, Fig. 8, so

Fig. 8.



würde die Kraftwirkung R die Kraftwirkungen P, P_1 aufheben, der Punkt A würde sich in Ruhe und die drei Kräfte R, P, P_1 würden sich im Gleichgewicht befinden.

Fig. 9.

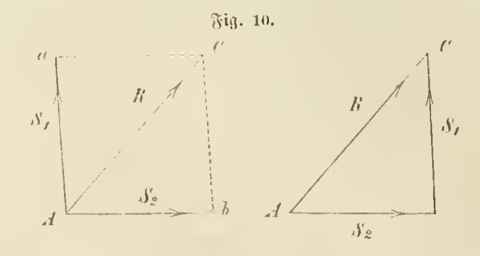


Da im Parallelogramm, Fig. 7,

$$a\,C = A\,b = P_1,$$

so kann man auch die Kraft R einfach dadurch erhalten, daß man an den Endpunkt a der Kraft P die Kraft P_1 der Größe und Richtung nach als Linie a C anträgt (Fig. 9). Die Schluß-

Fig. 10.



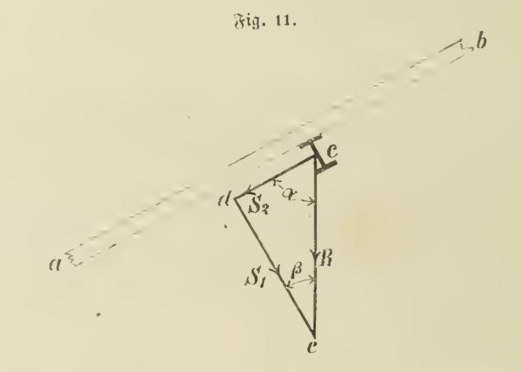
linie A C des Dreiecks A-a-C ist dann die gesuchte Kraft R. Die Kraft R wird Mittelkraft (Resultante, Resultierende), die Kräfte P und P_1 werden Seitenkräfte (Komponenten) genannt.

Hat man umgekehrt eine Kraft R in zwei Seitenkräfte nach gegebenen Richtungen Aa und Ab (Fig. 10) zu zerlegen, so sind an die Endpunkte A und C der Kraft R parallele Linien zur gegebenen Richtung der Seitenkräfte anzutragen. Der Schnittpunkt der beiden Linien begrenzt die Größe der Seitenkräfte S_1 und S_2.

Beispiel:

Auf eine Dachpfette c (Fig. 11) wirkt die lotrechte Kraft R. Dieselbe soll in die Richtung des Dachsparrens

Fig. 11.



und die dazu senkrechte Richtung zerlegt werden. Man zieht durch den Endpunkt von R eine Senkrechte zum Sparren a-b, so gibt die Linie d-e die Größe der senkrecht zur Pfette wirkenden Kraft S_1, die Linie c-d die Größe der in der Sparrenrichtung wirkenden Kraft S_2 an.

Durch Rechnung findet man die Größen von S_1 und S_2 aus den Dreiecksbeziehungen:

$$S_2 = R \cos \alpha,$$
$$S_1 = R \sin \alpha = R \cos \beta.$$

In vorliegendem Falle ist $\alpha + \beta = 90^0$.

Allgemein ist für beliebige Winkel (Fig. 12):

Fig. 12.

$$S_1 = \frac{R \sin \alpha}{\sin \gamma},$$

$$S_2 = \frac{R \sin \beta}{\sin \gamma},$$

$$R = \sqrt{S_1{}^2 + S_2{}^2 + S_1 S_2 \cdot \cos(\alpha + \beta)}.$$

Man ersieht aus vorstehenden Gleichungen, daß, ganz einfache Fälle ausgenommen, die Ermittelung der Kraftgrößen durch Zeichnung einfacher und übersichtlicher ist, als durch Rechnung.

Wirkt R in umgekehrter Richtung wie die Seitenkräfte, so ist die Pfeilrichtung von R in Fig. 9 umzudrehen, die Pfeile in dem Kräftedreieck sind dann alle in gleichem Drehsinne gerichtet. In diesem Falle ist also Gleichgewicht vorhanden.

Hiernach ergibt sich folgendes Kennzeichen für das Gleichgewicht:

Drei auf einen Punkt in einer Ebene wirkende Kräfte sind im Gleichgewicht, wenn sie sich der Größe und Richtung nach zu einem geschlossenen Dreieck aneinander reihen lassen, oder mit anderen Worten: drei auf einen Punkt wirkende Kräfte sind im Gleichgewicht, wenn ihre Mittelkraft (algebraische Summe der drei Kräfte) Null ist.

Wirken auf einen Punkt A drei Kräfte, so findet man die Mittelkraft, indem man zunächst die Mittelkraft R_1 zweier Kräfte P_1 und P_2 bildet und dann die gefundene Mittelkraft R_1 mit der Kraft P_3 zu der Mittelkraft R zusammensetzt (Fig. 13). Dies geschieht durch Aneinanderreihen der Kräfte P_1 P_2 P_3 (Fig. 14) der Größe und Richtung nach. Die Schlußlinie A-d ist die gesuchte Mittelkraft.

Fig. 13.

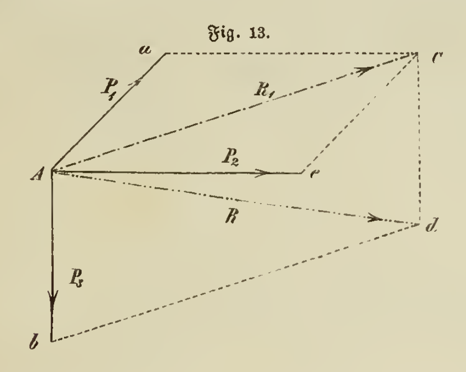
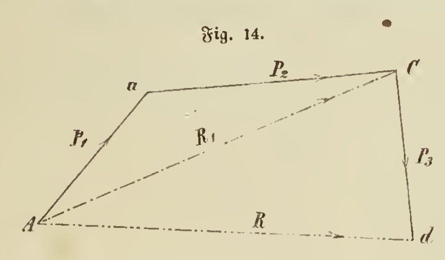


Fig. 14.



Dasselbe gilt für mehr als drei auf einen Punkt gerichtete Kräfte.

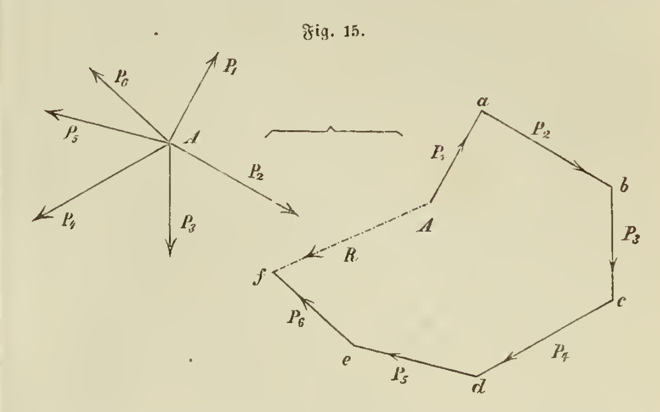
Man findet daher die Mittelkraft beliebig vieler auf einen Punkt wirkender Kräfte, wenn man die Kräfte der Größe und Richtung nach aneinander trägt. Die Schlußlinie des so gebildeten Polygonzuges ist die gesuchte Mittelkraft (Fig. 15).

Das geschlossene Polygon P_1 P_2 P_3 P_4 P_5 R heißt Kräftepolygon.

Für das Gleichgewicht beliebig vieler auf einen Punkt gerichteter Kräfte gilt hiernach die Bedingung: Beliebig viele auf einen Punkt in einer Ebene wirkende Kräfte sind im Gleichgewicht, wenn sie sich der Größe und Richtung nach zu einem geschlossenen Polygon (Kräftepolygon) aneinander tragen lassen (Fig. 16), oder dasselbe für die Behandlung durch Rechnung ausgedrückt:

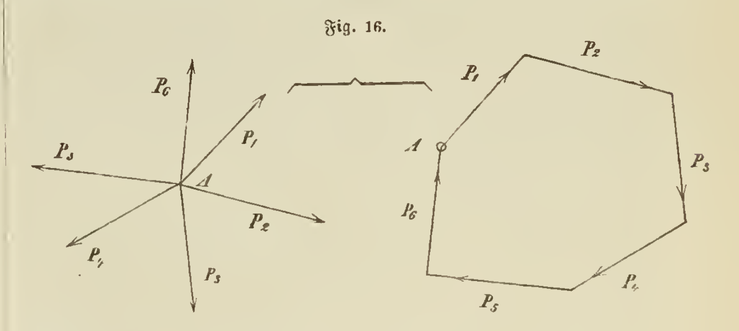
Kräfte, deren Richtungslinien sich in einem Punkte schneiden, sind im Gleichgewicht, wenn die Mittelkraft (Summe der Kräfte) gleich Null ist. — Die Summe der

Fig. 15.



Kräfte erhält man mittels Rechnung, wenn man sämtliche Kräfte nach zwei aufeinander senkrecht stehenden Richtungen, wovon die eine ganz beliebig angenommen werden kann,

Fig. 16.



zerlegt. Es muß dann für den Gleichgewichtszustand sowohl die Summe der Kräfte in der einen, als die Summe der Kräfte in der dazu senkrechten Richtung, jede für sich Null sein.

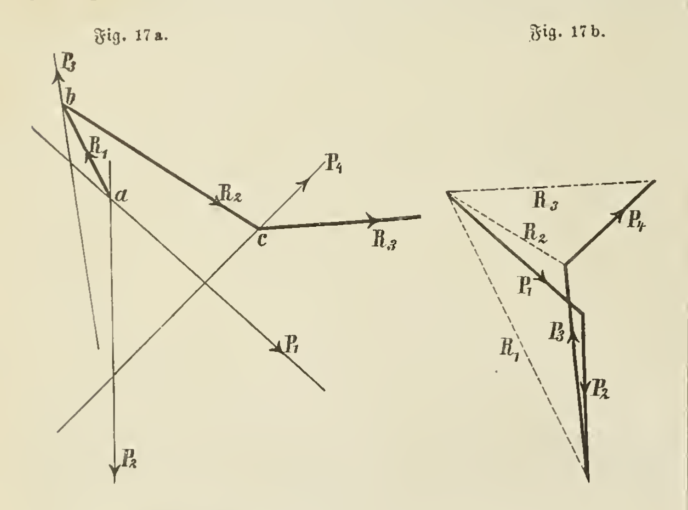
§ 5.

Das Seilpolygon.

(Zweite Gleichgewichtsbedingung.)

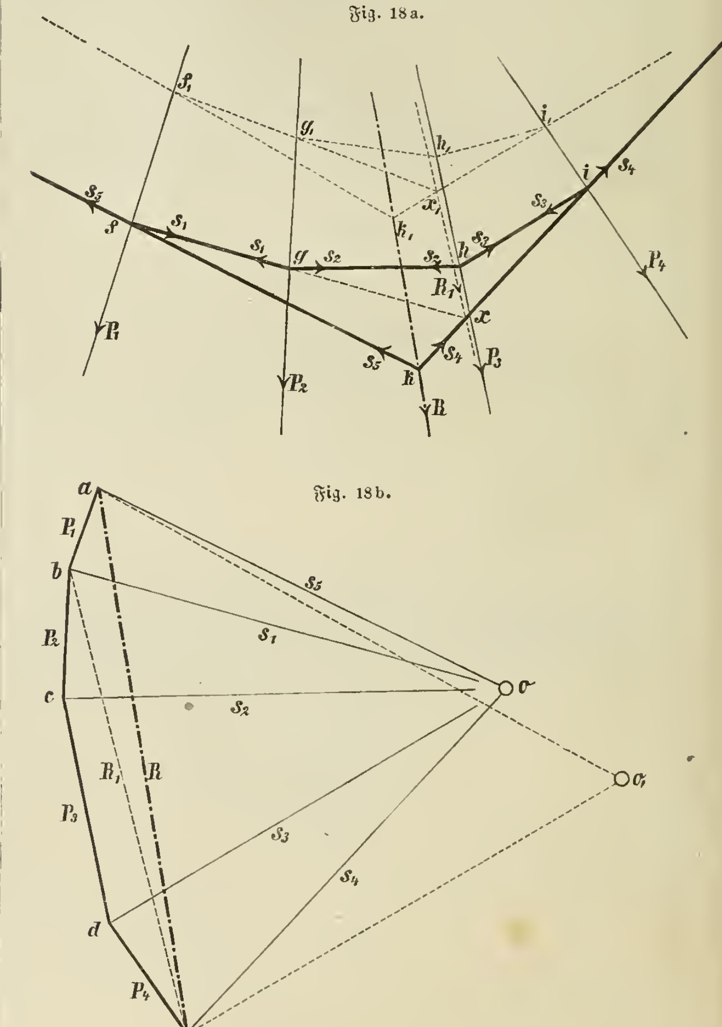
Schneiden sich die Kräfte nicht in einem Punkte (Fig. 17a), so läßt sich das Kräftepolygon in derselben Weise, wie bei den auf einen Punkt wirkenden Kräften, zeichnen. Man findet dann die Mittelkraft R_3 (Fig. 17b) der Größe und Richtung nach, dagegen ist ihre Lage noch unbestimmt. Letztere wird gefunden, wenn man zunächst die Mittelkraft R_1 der Kräfte P_1 und P_2 im Schnittpunkt a dieser Kräfte (Fig. 17a) anträgt. Im Schnittpunkt b von R_1 mit P_3 trägt man dann die Kraft R_2, im Schnittpunkt c zwischen R_2 und P_4 schließlich die Mittelkraft R_3 an. Die Linie a b c nennt man Mittelkraftlinie

(Resultantenpolygon). Die vorbeschriebene Konstruktion ist jedoch nur dann ausführbar, wenn der Schnittpunkt der Kräfte noch innerhalb der Zeichnung liegt. Bei parallelen, oder nahezu parallelen Kräften führt diese Konstruktion nicht zum Ziele.



In diesem Falle wählt man zu dem Kräftepolygon (Fig. 18b) einen beliebigen Punkt o und zieht von diesem die Strahlen o-a, o-b u. s. f. nach den Polygonecken. Zu diesen Strahlen zieht man in Fig. 18a die Parallelen k-f, f-g, g-h, h-i, i-k zwischen den Kraftrichtungen, wodurch man ein neues Polygon f-g-h-i-k erhält, welches Seilpolygon genannt wird. Der Schnittpunkt k der beiden äußersten Seiten des Seilpolygons ist ein Durchgangspunkt der Mittelkraft R. Der Punkt o im Kräftepolygon heißt Pol, die Linien f-k, k-i sind die Schlußlinien des Seilpolygons. Trägt man nun R im Punkt k parallel zu R im Kräftepolygon an, so hat man die Mittelkraft auch der Lage nach gefunden. Es ist hierbei ganz gleichgültig, wo im Kräftepolygon der Punkt o gewählt und in welcher Höhenlage mit Zeichnen des Seilpolygons begonnen wird, die Lage von R wird immer die gleiche sein. Beispielsweise erhält man, wenn man den Pol o_1 wählt und das Seilpolygon etwas höher in der Lage $f_1\,g_1$ usw. zeichnet, den gleichfalls auf der Richtungslinie von R liegenden Punkt k_1. Legt man den Punkt o in einen der Eckpunkte a-b-c-d-e des Kräftepolygons, so wird das Seilpolygon eine Mittelkraftlinie. Faßt man dagegen die Linien ao und eo im Kräftepolygon als Seitenkräfte der Mittelkraft R auf, so ist das in Fig. 18a dargestellte Seilpolygon gleichzeitig Mittelkraftlinie für die Kräfte P_1-P_2-P_3-P_4-oa-oe. Mittelkraftlinie und Seilpolygon ist daher schließlich ein und dasselbe.

Der Beweis der obigen Konstruktion folgt aus der Ähnlichkeit der Dreiecke in Fig. 18a und 18b. Man denke sich die Eckpunkte f, g, h, i, k des Seilpolygons durch feste gerade Stäbe mit Gelenken in den Eckpunkten verbunden. Ist R nun wirklich die gesuchte Mittelkraft, welche dieselbe Wirkung ausübt, wie die übrigen Kräfte, so müssen nach der ersten Gleichgewichtsbedingung (Seite 17) die auf die Punkte f, g, h, i, k wirkenden Kräfte P_1-s_1-s_5; P_2-s_1-s_2 usw. unter sich im Gleichgewicht sein, beziehungsweise sich zu einem geschlossenen Kräftedreieck vereinigen lassen. Daß



dies der Fall ist, geht ohne weiteres aus dem Kräftepolygon hervor. Beispielsweise entspricht in Fig. 18b das Kräftedreieck P_4-oe-od den im Punkt i wirkenden Kräften $P_4\,s_3\,s_4$, das Kräftedreieck P_1-ob-oa den im Punkt f wirkenden Kräften P_1-s_1-s_5. Ferner ist das Dreieck oae in Fig. 18b das Kräftepolygon für die in Punkt k wirkenden Kräfte R, s_4, s_5. Es müssen aber ferner, damit keine Bewegung der einzelnen Punkte gegeneinander eintritt, die in einem Stabteil wirkenden Kräfte s_1-s_1, s_2-s_2 u. s. w. gleich groß und entgegengesetzt gerichtet sein. Daß dies der Fall, ist gleichfalls aus der Figur des Kräfteplans ohne weiteres zu ersehen.

Da man nun ebensogut eine der Kräfte P, z. B. P_2, als Mittelkraft der übrigen Kräfte P_1 P_3 P_4 R ansehen kann, so gilt allgemein der Satz:

Die Mittelkraft aller zwischen zwei Seiten des Seilpolygons belegenen Kräfte geht durch den Schnittpunkt dieser beiden Polygonseiten. Die Richtung und Größe der Mittelkraft ist durch das Kräftepolygon bestimmt.

Beispielsweise liegen zwischen den Seiten f-g und i-k des Seilpolygons die äußeren Kräfte P_2-P_3-P_4. Die Mittelkraft R_1 dieser drei Kräfte geht durch den Schnittpunkt x (x_1), ihre Größe und Richtung ist durch die Linie b-e im Kräftepolygon bestimmt.

Als Kennzeichen für das Gleichgewicht bei beliebig vielen, beliebig gerichteten Kräften in der Ebene gelten also nach dem vorangegangenen die folgenden beiden Bedingungen:

1) **Die Kräfte müssen sich zu einem geschlossenen Kräftepolygon aneinandertragen lassen.**

2) **Zu den Kraftrichtungen muß sich ein geschlossenes Seilpolygon zeichnen lassen.**

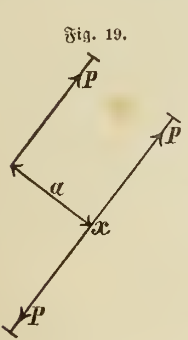
Bei der Behandlung durch Rechnung erhalten diese Sätze für das Gleichgewicht eine andere Fassung. Der Feststellung derselben muß eine Betrachtung über Kräftepaare und Momente vorangehen.

§ 6.

Kräftepaare und Momente.

Die Wirkung einer Kraft P auf einen beliebigen Punkt x kann man sich vergegenwärtigen, wenn man die Kraft P in diesem Punkt parallel zu P in gleicher und entgegengesetzter Richtung anträgt (Fig. 19).

Fig. 19.



Hierdurch wird an der Kraftwirkung nichts geändert. Die Wirkung von P läßt sich demnach ersetzen durch eine auf den Punkt x wirkende Kraft P und zwei parallel und entgegengesetzt gerichtete Kräfte PP mit dem Abstand a. Die Kräfte PP üben eine Drehwirkung auf die Ebene aus, in der sie sich befinden. Derartige Kräfte PP werden **Kräftepaar**, ihr senkrechter Abstand a wird **Hebelsarm** und die Drehwirkung **Moment** genannt. Die Größe der Drehwirkung (Moment) wird ausgedrückt durch das Produkt aus Kraft mal Hebelsarm, mithin ist das Moment:

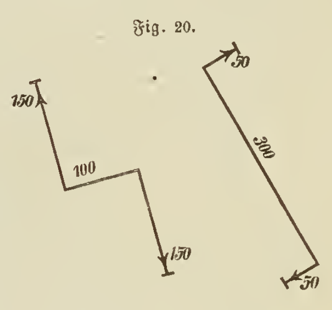
$$\underline{M = P \,.\, a.}$$

Außer der Drehwirkung übt das Kräftepaar keinen weiteren Einfluß aus, mithin kann das Kräftepaar in der Ebene beliebig verschoben werden, ohne daß sich die Wirkung ändert. Auch kann der Abstand a beliebig geändert werden, wenn P entsprechend vergrößert wird.

Ist beispielsweise P = 150 kg; a = 1,0 m, so ist das Moment = P . a = 150 . 1,0 = 150 kgm. Werden als Einheit cm eingeführt, so wird M = 15000 kgcm. Gewöhnlich werden als Einheiten gewählt: bei großen Beanspruchungen für die Kraft die Tonne (1000 kg), für den Hebelsarm das Meter — das Moment ist dann ausgedrückt in Tonnenmetern (tm) —, bei kleineren Beanspruchungen für die Kraft kg, für den Hebelsarm cm. 1 tm ist mithin = 100000 kgcm.

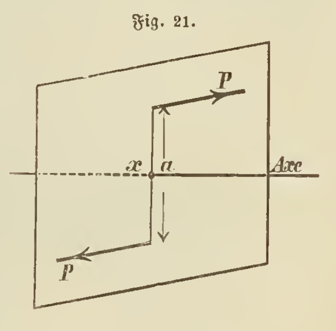
Die gleiche Wirkung wie obiges Kräftepaar würde ein beliebig anderes in der Ebene belegenes Paar ausüben, wenn nur dessen Moment und dessen Drehsinn die gleichen sind. Es könnte z. B. R = 50 kg sein (Fig. 20), dann würde a = 300 cm sein müssen, um die gleiche Wirkung M = 50 . 300 = 15000 hervorzubringen.

Fig. 20.



Infolgedessen kann man ein Kräftepaar gegen einen beliebigen Punkt x seiner Ebene so verschieben, daß der Punkt in die Mitte des Hebelsarms a zu liegen kommt. Man kann sich dann denken, daß das Paar um eine durch den Punkt geführte Achse dreht (Fig. 21). Mithin ist jede beliebige Senkrechte zur Kraftebene eine Achse des Paares. Erfolgt die Drehung nach rechts im Sinne des Zeigers einer Uhr, so wird M mit positivem (+), bei Drehung nach links mit negativem (—) Vorzeichen angesetzt.

Fig. 21.



Ein Kräftepaar (Moment) läßt sich durch eine Einzelkraft (Mittelkraft) nicht aufheben, sondern nur durch ein anderes Paar von gleichem Moment und entgegengesetztem Drehsinn. Man kann in einem System im Gleichgewicht befindlicher Kräfte eine der Kräfte parallel verschieben, ohne daß an der Summe der Kräfte, oder dem Kräftepolygon etwas geändert wird. Wohl aber wird das Gleichgewicht gestört, indem durch die Verschiebung um den Abstand a das Moment P . a entsteht, welches nur durch ein gleich großes entgegengesetzt wirkendes Moment aufgehoben werden kann. Hiernach lauten die Gleichgewichtsbedingungen für in einer Ebene wirkende Kräfte bei rechnerischer Behandlung:

1) **Die algebraische Summe der Kräfte (Summe der senkrechten und Summe der wagrechten Kräfte) muß Null sein.**

2) Die Summe der Momente muß Null sein.

Der ersten Bedingung entspricht bei der graphischen Behandlung das Kräftepolygon, der zweiten das Seilpolygon.

Von den Kräftepaaren (Momenten) gelten noch folgende wichtige Sätze:

1) Die Summe der Momente beliebig vieler Kräfte auf einen beliebigen Punkt (Drehpunkt) ist gleich dem Moment der Mittelkraft dieser Kräfte. Man findet also das Gesamtmoment beliebig vieler Kräfte, indem man mittels Kräfte- und Seilpolygon die Mittelkraft konstruirt und das Moment dieser Mittelkraft bildet.

Fig. 22a.

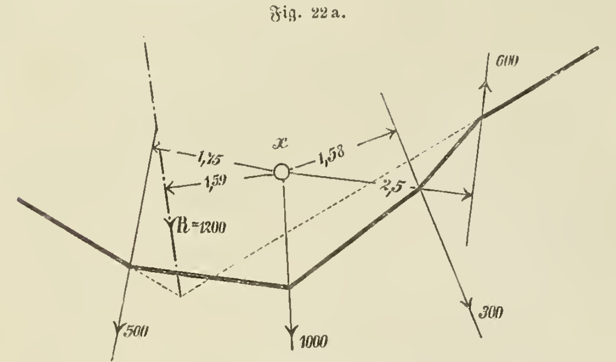
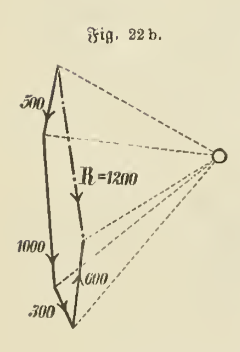


Fig. 22b.



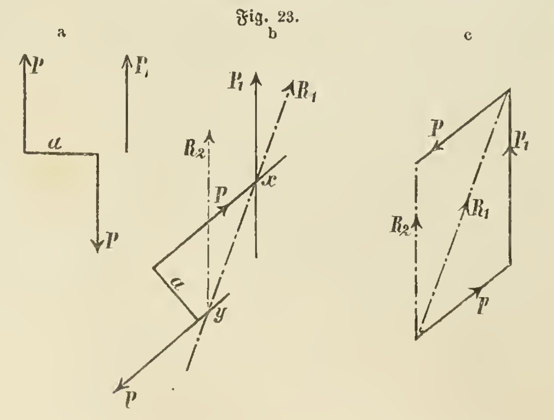
Beispiel: In Fig. 22 ist durch das Kräfte- und Seilpolygon die Mittelkraft R = 1200 gefunden worden. Das Moment der einzelnen Kräfte auf den Punkt x ist:

$$-500 \,.\, 1{,}75 \mp 1000 \,.\, 0 + 300 \,.\, 1{,}58 - 600 \,.\, 2{,}5$$
$$= \text{rund} - 1900.$$

Das Moment der Mittelkraft R auf denselben Punkt

$$M = -1200 \,.\, 1{,}59 = \text{rund} - 1900 \text{ wie vor.}$$

Fig. 23.



2) Ein Moment läßt sich durch eine Einzelkraft nicht aufheben, wohl aber läßt sich ein Moment und eine Einzelkraft zu einer Einzelkraft zusammensetzen.

Dieser Satz wird durch Fig. 23 veranschaulicht.

Das Moment Pa (Fig. 23a) läßt sich beliebig verschieben. Dreht man dasselbe, so daß P und P_1 nicht mehr parallel sind (Fig. 23b), so kann man aus P und P_1 im Schnittpunkt x beider Kräfte die Mittelkraft R_1 bilden. Letztere schneidet die andere Kraft P im Punkt y und kann hier mit dieser Kraft zur Mittelkraft R_2 zusammengesetzt werden. R_2 ist mithin die Mittelkraft aus dem Moment Pa und der Kraft P_1. Aus dem Kräfteplan Fig. 23c erkennt man, daß die Mittelkraft stets parallel der Kraft P_1 gerichtet sein muß. Hieraus folgt: Die Wirkung eines Moments auf eine Einzelkraft kann durch eine Parallelverschiebung dieser Kraft aufgehoben werden. Umgekehrt bewirkt die Parallelverschiebung einer Kraft ein Moment, welches durch das Produkt aus der Kraft multiplizirt mit dem Abstand von der früheren Lage ausgedrückt wird.

Die beiden Sätze für das Gleichgewicht mögen an nachstehendem einfachen Beispiel erläutert werden: An einem Wagebalken (Fig. 24a), welcher im Punkt S drehbar unterstützt ist, wirken links und rechts verschiedene Lasten. Wie groß ist der Stützendruck S und wie groß muß der Abstand x sein, damit Gleichgewicht vorhanden ist?

Fig. 24a.

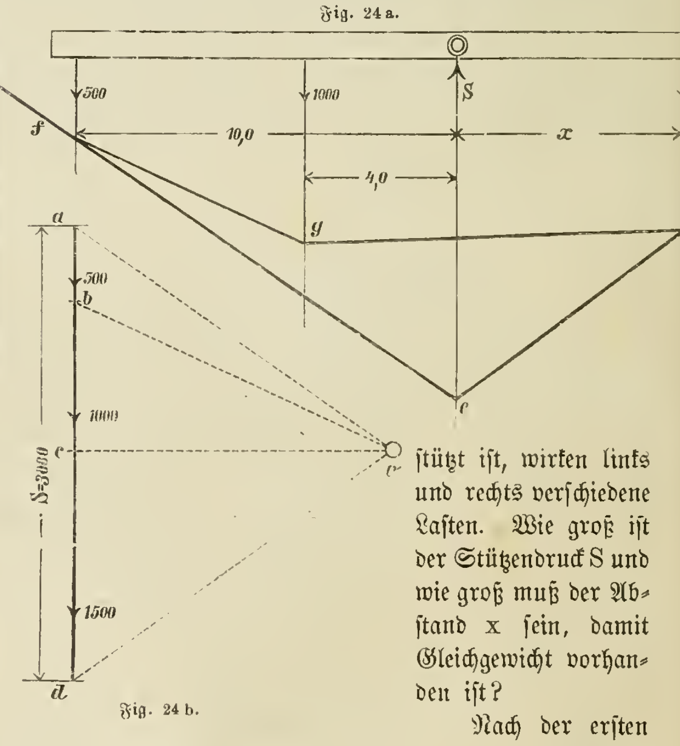


Fig. 24b.

Nach der ersten Gleichgewichtsbedingung (Summe der Kräfte = Null) muß sein:

$$500 + 1000 + 1500 = S$$

mithin:

$$S = 3000 \text{ kg.}$$

Nach der zweiten Gleichgewichtsbedingung:

$$500 \,.\, 10 + 1000 \,.\, 4 = 1500 \,.\, x;$$

$$\text{hieraus } x = \frac{5000 + 4000}{1500} = 6{,}0 \text{ m.}$$

Bei graphischer Behandlung sind die Kräfte zu einem Kräftepolygon (in diesem Fall die gerade Linie a-d) aneinander zu tragen (Fig. 24 b). Die Kraft S ist dann gleich der Linie a-d. Man wählt ferner einen beliebigen Pol o und zeichnet das Seilpolygon e-f-g-h zu den Kraftrichtungen. Hierbei ist zu beachten, daß die Linien des Seilpolygons stets zwischen denjenigen Kräften zu ziehen sind, welche im Kräftepolygon von dem parallelen Strahl getroffen werden. So ist die Seite e-f des Seilpolygons zwischen den Kräften S und 500 zu ziehen, da der Punkt a, nach welchem der parallele Strahl im Kräftepolygon gezogen ist, zwischen den Kräften S und 500 liegt.

§ 7.

Ermittlung der Stützendrucke und Momente bei geraden Trägern mit senkrechten Lasten.

Bei den Konstruktionen des Hochbaus sind die äußeren Kräfte meist parallel und lotrecht gerichtet.

In diesen Fällen wird das Kräftepolygon eine senkrechte gerade Linie und die Richtung der Mittelkraft ist der Kraftrichtung gerade entgegengesetzt.

In Fig. 25 b ist a-b-c-d-e das Kräftepolygon, in Fig. 25 a .. f-g-h-i-k-l das zugehörige Seilpolygon, die Linie a-e im Kräftepolygon die Größe und Richtung der

Fig. 25 a.

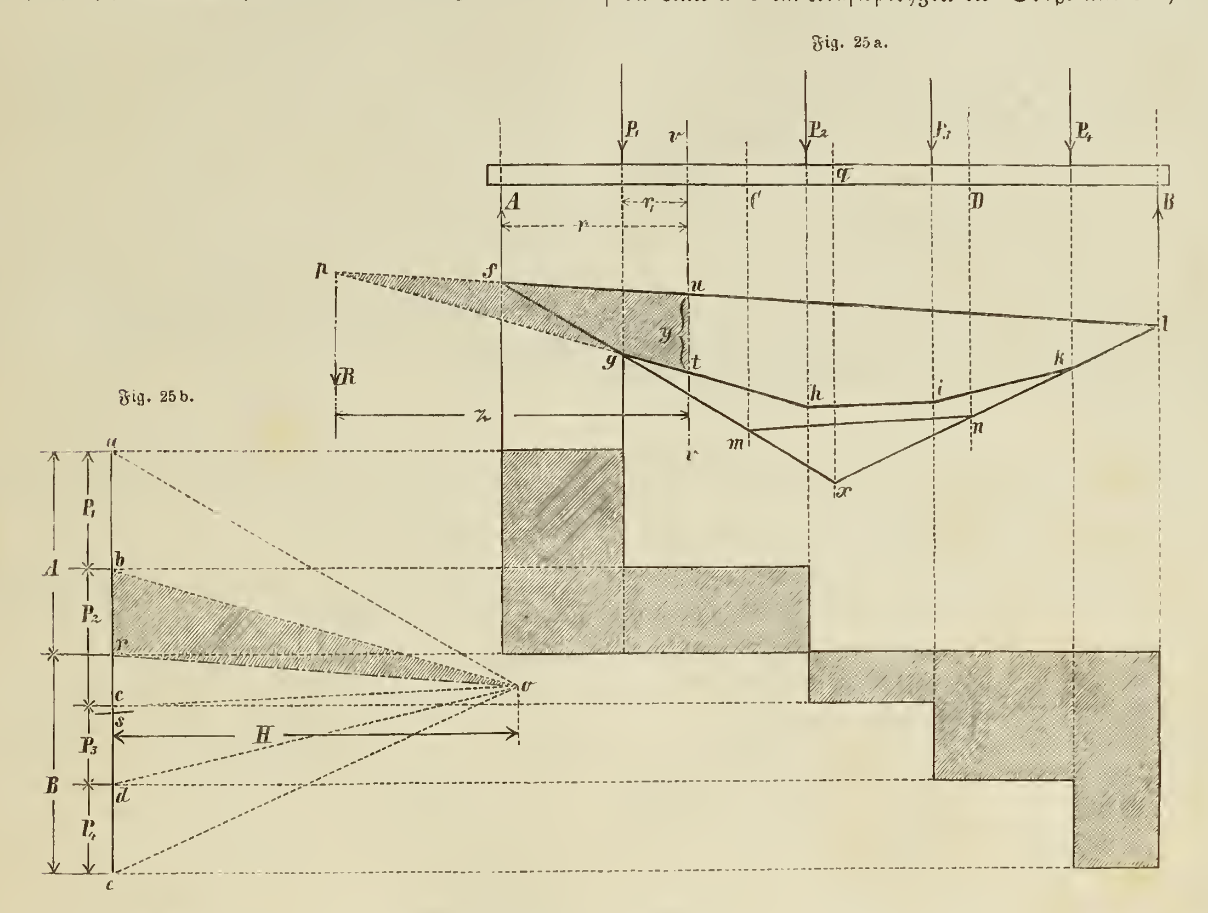


Fig. 25 b.

Ebenso ist die Seite g-h ♯ o-c zwischen den Kräften 1000 und 1500 zu ziehen, da Punkt c im Kräftepolygon zwischen diesen Kräften liegt. Die Lage der Kraft 1500 geht durch den Schnittpunkt h der beiden äußeren Polygonseiten e-h und g-h, wodurch der Abstand x gefunden ist.

Bei vorstehendem Beispiel ist die rechnerische Behandlung natürlich einfacher, als die graphische, es kam aber darauf an, beide Behandlungsarten an einem möglichst einfachen Beispiel vorzuführen, um das Verständnis für die nachfolgenden schwierigeren Fälle zu erleichtern.

Mittelkraft. Der Angriffspunkt der letzteren liegt im Schnittpunkt x der äußeren Seiten f-g und k-l des Seilpolygons. Eine in diesem Punkt angebrachte Stütze würde das System im Gleichgewicht halten. Bei der geringsten Änderung in den Kräften, oder deren Lage würde jedoch eine Drehung um Punkt q eintreten. Da nun die Belastungen der Baukonstruktionen veränderlich sind, so ist ein Konstruktionssystem mit einer Stütze nur dann zu gebrauchen, wenn der Stützpunkt q steif konstruirt wird, so daß er im stande ist, das bei einer Verschiebung der Kräfte auftretende Moment aufzunehmen. Werden statt der einen

Stütze zwei Stützen in den Endpunkten A und B angebracht, so findet man die Größe der auf diese Stützen wirkenden Kräfte, indem man die Schnittpunkte der Kräfte A, B mit den äußeren Seiten f-g, l-k des Seilpolygons durch eine Gerade f-l (Schlußlinie) verbindet. Zieht man dann durch den Pol o des Kräftepolygons eine Parallele o-r zu der Schlußlinie f-l, so teilt diese Parallele die Kraftlinie a-e in zwei Teile a-r und r-e. Diese Teillinien sind die gesuchten Auflagerdrucke in A und B.

Sollen die Stützen nicht in den Endpunkten A und B, sondern in zwei beliebigen anderen Punkten C und D angebracht werden, so verfährt man in gleicher Weise. Die Schlußlinie geht hier durch die Schnittpunkte n, m der Senkrechten C und D mit den äußeren Seiten f-x, l-x des Seilpolygons. Im Kräftepolygon werden in diesem Fall durch den zur Schlußlinie m-n parallel gezogenen Strahl o-s die Stützendrucke C = a-s, D = s-e abgeschnitten. Sollen statt zwei Stützen deren drei angebracht werden, so tritt eine Unbestimmtheit ein, welche sich mit den bisher besprochenen Hilfsmitteln nicht beseitigen läßt. Da, wie im vierten Kapitel erörtert werden wird, die im Hochbau vorkommenden Konstruktionen mit mehr als zwei Stützen praktisch auf solche mit zwei Stützen zurückgeführt werden können, so unterbleibt die weitere Behandlung dieses Gegenstandes.

Nachdem in vorstehender Weise die Gleichgewichtslage der äußeren Kräfte entsprechend der Anordnung der Stützen festgestellt ist, bleibt noch die Wirkung der äußeren Kräfte auf einen beliebigen Querschnitt des Trägers zu ermitteln.

Für eine beliebige Stelle v-v des Trägers muß, da die äußeren Kräfte durch die Stützendrucke ins Gleichgewicht gebracht sind, die Gesamtwirkung der links vom Querschnitt wirkenden Kräfte gleich der Gesamtwirkung der rechts befindlichen Kräfte sein. Denkt man sich den Träger bei v-v durchschnitten und den einen Teil, z. B. den rechten, entfernt, so läßt sich die Wirkung der abgetrennten Kräfte ersetzen durch eine im Querschnitt v-v senkrecht wirkende Kraft V, welche gleich ist der Summe der auf den abgetrennten rechten Teil wirkenden Kräfte P_2 P_3 P_4 B und ein Moment M, welches gleich ist der Summe der Momente dieser Kräfte bezogen auf den Schnitt v-v. Da vor der Abtrennung Gleichgewicht vorhanden war, so ist V auch gleich der Summe der auf den linken Teil wirkenden Kräfte A und P_1 und M gleich der Summe der Momente beider Kräfte auf Schnitt v-v.

Die Kraft V nennt man Transversalkraft, das Moment M heißt Biegungs- oder Angriffsmoment.

Die Größe von V ergibt sich sofort aus dem Kräfteplan. Sie wird dargestellt durch die Linie

$$b\text{-}r = A - P_1 = B - (P_2 + P_3 + P_4).$$

Die in Fig. 25b schraffirte Fläche gibt demnach eine Gesamtdarstellung der in jedem Punkt des Trägers wirkenden Transversalkräfte. Von A bis P_2 ist die Vertikalkraft positiv, von P_2 bis B negativ. In dem Angriffspunkt von P_2 wechselt daher die Vertikalkraft das Vorzeichen.

Die Größe des Moments kann gleichfalls unmittelbar aus der Figur entnommen werden. Durch den Schnitt v-v wird zwischen den beiden äußeren Seilpolygonseiten f-l und g-h (Fig. 25a) die Ordinate y abgetrennt. Das Moment ist nun gleich dem Produkt aus dieser Ordinate y und dem senkrechten Abstand H des Pols o von der Kraftlinie a-e (Fig. 25b), mithin

$$\mathbf{M} = \mathbf{H} \, . \, \mathbf{y} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (1)$$

Das Moment ist somit den Ordinaten des Seilpolygons proportional. Macht man H = 1, so wird M = y. In diesem Falle sind also die Momente direkt aus dem Seilpolygon abzugreifen. Letzteres führt dann den Namen Momentenpolygon. Bei der Benutzung der vorstehenden Regel ist darauf zu achten, daß y stets nach dem Längenmaßstab, H nach dem Kräftemaßstab gemessen wird. Ist der Längenmaßstab 1 : 100, der Kräftemaßstab 1 cm = 500 kg und wird y = 1 cm, H = 5 cm abgegriffen, so ist demnach das Moment

$$M = 100 \, . \, 5 \, . \, 500 = 250\,000 \text{ kgcm} = 2{,}5 \text{ tm}.$$

Der Beweis des vorstehenden Satzes ist unschwer aus den Beziehungen zwischen den Seiten des Seil- und Kräftepolygons zu führen.

Wie früher angegeben ist die Summe der Momente der Einzelkräfte gleich dem Moment der Mittelkraft dieser Einzelkräfte. Betrachtet man in vorliegendem Falle den links vom Schnitt v-v belegenen Trägerteil, so wirken auf denselben die Kräfte A und P_1. Die Mittelkraft R dieser Kräfte = A - P_1 wird dargestellt durch die Linie b-r im Kräfteplan. Ihr Angriffspunkt liegt im Schnittpunkt p der von der Schnittlinie v-v getroffenen Seiten f-l und g-h des Seilpolygons. Das Moment der Kraft R auf den Schnitt v (welches gleich ist dem Moment $A \, . \, r - P_1 \, . \, r_1$) ist demnach $= R \, . \, z = br \, . \, z$. Nun ist △ p-t-u im Seilpolygon ähnlich dem △ o-r-b im Kräftepolygon, da die Seiten parallel laufen, demnach verhalten sich die Grundlinien wie die Höhen, also:

$$\frac{y}{br} = \frac{z}{H} \text{ oder } br \, . \, z = y \, . \, H$$

und da br . z das auf den Querschnitt wirkende Moment, so ist:

$$\underline{M = H \, . \, y.}$$

Man ersieht nun ohne weiteres aus der Figur des Seilpolygons (Fig. 25a), daß das Moment an den Auflagerpunkten A und B Null ist und nach der Mitte des

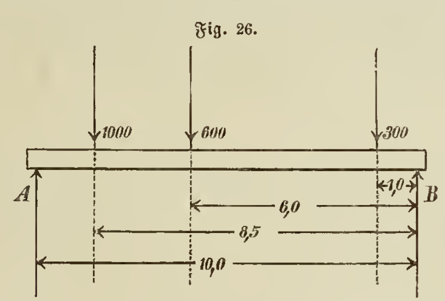
Trägers an Größe zunimmt, daß ferner das Moment an der Stelle am größten wird, an welcher die Transversalkraft das Vorzeichen wechselt. Diese Stelle des Trägers nennt man den Bruchquerschnitt. Für die Lage des Bruchquerschnitts, deren Kenntnis für die praktische Anwendung von hauptsächlicher Wichtigkeit ist, gilt somit folgende Regel:

Der Bruchquerschnitt liegt stets an der Stelle des Trägers, für welche die Transversalkraft V das Vorzeichen wechselt.

Werden die Stützen nach der Mitte hin verschoben, so bleibt das Moment über den Stützen noch so lange Null, als auf den überhängenden Trägerenden keine Kräfte wirken. Die Grenzlage bilden demnach die Kräfte P_1 und P_4. Rücken die Stützen noch weiter über P_1 und P_4 nach der Mitte des Trägers hin, so entsteht ein Moment von umgekehrtem (negativem) Drehsinn über der Stütze. Nehmen die Stützen die Lage C, D ein, so wirken nur noch negative Momente auf den Träger. Am größten wird dieses negative Moment, wenn die beiden Stützen in der Lage x-q in eine Stütze zusammenfallen.

Es erübrigt nun noch, die Ermittlung der Stützendrucke und Momente durch Rechnung an einem Beispiel zu zeigen:

Fig. 26.



Für den nach Fig. 26 belasteten Träger ergeben sich die Stützendrucke aus den Gleichgewichtsbedingungen:

1) Summe der Kräfte = 0, mithin

$$A + B = 1000 + 600 + 300 = 1900.$$

2) Summe der Momente = 0.

Wir wählen den Auflagerpunkt B als Drehpunkt, weil dann die unbekannte Kraft B mit dem Hebelsarm o verschwindet. Dann ist das nach rechts drehende Moment der Kraft A auf den Drehpunkt $= A \,.\, 10{,}0$, das nach links drehende Moment der Lasten

$$= 1000 \,.\, 8{,}5 + 600 \,.\, 6{,}0 + 300 \,.\, 1{,}0.$$

Die nach rechts drehenden Momente müssen gleich den nach links drehenden sein, wenn die Summe der Momente Null sein soll, mithin:

$$A \,.\, 10{,}0 = 1000 \,.\, 8{,}5 + 600 \,.\, 6{,}0 + 300 \,.\, 1{,}0$$
$$A = 1240$$
$$B = 1900 - 1240 = 660.$$

Man hätte B auch durch die Momentengleichung für Drehpunkt A finden können. Die Gleichung würde lauten:

$$B \,.\, 10{,}0 = 300 \,.\, 9{,}0 + 600 \,.\, 4{,}0 + 1000 \,.\, 1{,}5$$
$$B = 660 \text{ wie oben.}$$

Zum Drehpunkt könnte man jeden beliebigen in derselben Ebene belegenen Punkt wählen, da die Summe der Momente in bezug auf jeden Punkt der Kraftebene Null sein muß. Man würde dann aber zwei Unbekannte A und B in der Gleichung haben und hierdurch die Rechnung erschweren. Es gilt daher die Regel: Als Drehpunkt für die Momentengleichung ist stets der Punkt zu wählen, durch welchen möglichst viel unbekannte Kräfte hindurchgehen.

Nachdem die Stützendrucke festgestellt sind, ist der Bruchquerschnitt und das Moment für denselben zu ermitteln.

Bezeichnet man die aufwärts gerichteten Kräfte mit —, die abwärts gerichteten mit +, so ist die Vertikalkraft links von der Last 1000

$$V = -A = -1240,$$

rechts von der Last 1000

$$V = -A + 1000 = -1240 + 1000 = -240.$$

Im Angriffspunkt der Last 1000 liegt also der gefährliche Querschnitt nicht, da das Vorzeichen von V auf beiden Seiten der Last dasselbe ist.

Links von der Last 600 ist

$$V = -A + 1000 = -240,$$

rechts:

$$V = -A + 1000 + 600 = +360.$$

Mithin liegt der Bruchquerschnitt im Angriffspunkt der Last 600, da V hier das Vorzeichen wechselt.

Das Moment für diesen Schnitt ist unter Hinwegdenkung des rechten Trägerteils

$$M = A \,.\, 4{,}0 - 1000 \,.\, 2{,}5 = 2460;$$

ebensogut kann man auch den linken Trägerteil hinwegdenken, dann ist

$$M = B \,.\, 6{,}0 - 300 \,.\, 5{,}0 = 2460 \text{ wie vor.}$$

§ 8.

Stetige Lasten.

Bisher sind nur Einzellasten behandelt worden. Dieselben Regeln gelten jedoch auch für stetig wirkende Lasten, da man sich diese als eine Menge unendlich kleiner Einzellasten vorstellen kann. Das Kräfte-, Seil- und Momentenpolygon geht dann in eine Kräfte-, Seil- und Momentenkurve über.

Eine ebene Lastfläche werde von Trägern unterstützt. Ist l die Trägerlänge, a der Abstand des einen, b der Ab-

stand des andern benachbarten Trägers und laufen die Träger parallel, dann ist die auf eine Längeneinheit des Trägers wirkende Last

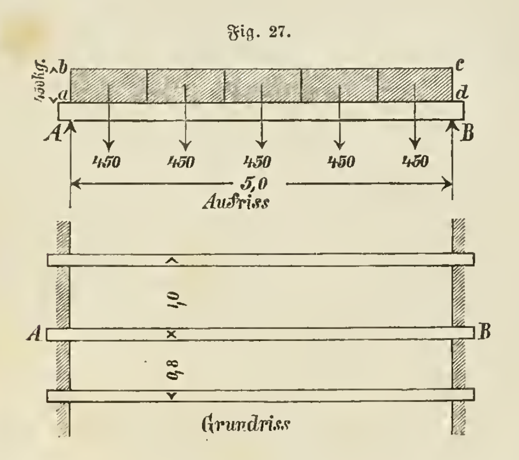
$$p = \frac{a + b}{2} q$$

worin q die Last auf der Quadrateinheit der Fläche bedeutet. Ist q beispielsweise = 500 kg für das qm, a = 1,0 m, b = 0,8 m, so ist die Last für das m Träger

$$p = \frac{1{,}0 + 0{,}8}{2} 500 = 450 \text{ kg}.$$

Trägt man auf der Trägerlänge l (Fig. 27) diese 450 kg nach einem beliebigen Maßstab (z. B. 1000 kg = 1 cm) als Ordinate auf, so stellt die schraffirte Fläche a-b-c-d

Fig. 27.



die auf den Träger wirkende Last dar. Ist l nun beispielsweise = 5,0 m, so würde es für die Genauigkeit der graphischen Behandlung genügen, wenn die Lastfläche in fünf gleiche Teile geteilt und für jeden Teil die im Schwerpunkt (Halbirungslinie des Rechtecks) wirkende Einzellast

$$= 1{,}0 \,.\, 450 = 450 \text{ kg}$$

gesetzt würde.

Liegen die Träger nicht parallel, sondern etwa nach Fig. 28, so wird die auf den Träger AB kommende Last dargestellt durch die Fläche abcd in Fig. 28.

Die Ordinate a-b ist hierbei $= \dfrac{\dfrac{0{,}75 + 1{,}25}{2} 500}{1000} = 0{,}5$ cm,

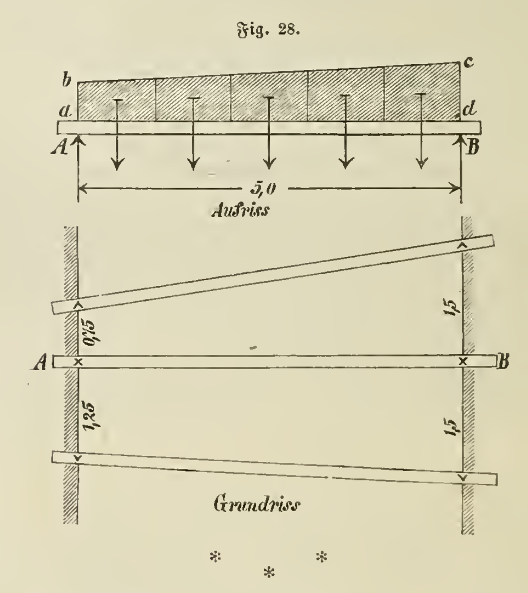
die Ordinate c-d $= \dfrac{\dfrac{1{,}5 + 1{,}5}{2} 500}{1000} = 0{,}75$ cm

zu machen, wenn 1 cm = 1000 kg.

1 qcm der Lastfläche ist dann 1 . 1000 = 1000 kg, wenn der Längenmaßstab = 1 : 100.

In derselben Weise kann man die Lastfläche für jede beliebige stetige Belastung konstruiren, wenn man den auf die Längeneinheit des Trägers entfallenden Lastanteil als Ordinate aufträgt und die oberen Endpunkte dieser Ordinaten verbindet. Hierdurch erhält man ein anschauliches Bild von der Wirkungsweise der Belastung. Zerlegt man dann die Lastfläche in parallele Streifchen, so kann man mit hinreichender Genauigkeit diese Streifchen als Rechtecke ansehen, wenn die obere Begrenzungslinie der Lastfläche nicht allzuviel von der Horizontalen abweicht. Andernfalls hat man die Streifchen als Trapeze anzusehen und deren Schwerpunkt für den Angriff der Lasten zu konstruiren.

Fig. 28.



* * *

Die in vorstehenden Betrachtungen vorgeführte graphische Behandlungsweise findet vorzugsweise Anwendung bei den gegliederten Trägern und den Bogenträgern, sowie bei Zelt- und Kuppeldächern. Die Beanspruchungen der vollwandigen Träger und der gewöhnlichen Stützen werden in der Regel durch Rechnung ermittelt. Auf die bei den einzelnen Konstruktionen zu beachtenden Einzelheiten wird später bei Besprechung dieser Konstruktionen noch näher eingegangen werden.

§ 9.

Innere Kräfte.

Innere Kräfte nennt man die Spannungen, welche in den einzelnen Teilchen eines Körpers infolge Einwirkung einer äußeren Kraft entstehen. Diese Spannungen bewirken eine Verschiebung der gegenseitigen Lage der einzelnen Körperteilchen, welche sich durch eine Formänderung des Körpers kenntlich macht. Innerhalb einer gewissen Grenze der Spannungsgröße, welche Elastizitätsgrenze genannt wird, nimmt der Körper nach Aufhören der Belastung seine ursprüngliche Form wieder an. Die Kraft, welche einen Stab vom Einheitsquerschnitt gerade bis zur Elastizitäts-

grenze ausdehnt, heißt **Tragmodul**. Die Abmessungen der Konstruktionsteile sind so zu wählen, daß die berechnete Beanspruchung den Wert des Tragmoduls nicht erreicht. In der Regel wird man der Berechnung nur etwa die Hälfte des Tragmoduls zu Grunde legen. Wird der Stab über den Tragmodul hinaus belastet, so ist die hierdurch eintretende Formänderung eine zum Teil bleibende. Bei fortgesetzter Steigerung der äußeren Kraftwirkung tritt schließlich eine Trennung der einzelnen Teile, der Bruch, ein. Der Bruch kann herbeigeführt werden durch Zerreißen, Zerdrücken und Abscheren. Der zum Zerreißen, Zerdrücken oder Abscheren eines Stabes vom Einheitsquerschnitt nötige Zug, Druck, oder Schub heißt **Zug-, Druck-, Schubfestigkeit** oder **Bruchmodul** des Materials.

Bei Entwerfen der Konstruktionen darf nur ein Teil des Bruchmoduls in Rechnung gestellt werden. Man nennt diesen Teilbetrag des Bruchmoduls, welcher nach obigem den Wert des Tragmoduls nicht erreichen darf, und welcher bei Schmiedeeisen etwa gleich $^1/_5$ des Bruchmoduls, oder $^1/_2$ des Tragmoduls angenommen wird, die **zulässige Inanspruchnahme** des Materials. Den Quotienten aus Bruchmodul durch zulässige Inanspruchnahme nennt man **Sicherheitsgrad**.

Der Sicherheitsgrad hängt ab von der praktischen Zuverlässigkeit des Materials, der Art der Belastung und von den Ansprüchen, welche an die Dauer der Konstruktion gestellt werden.

In Tabelle 6 (Anhang) sind die Festigkeitswerte der verschiedenen Baumaterialien und die für Hochbaukonstruktionen zu empfehlenden zulässigen Inanspruchnahmen zusammengestellt. In manchen Städten sind die Werte für die letztere polizeilich festgestellt (vgl. Tabelle 7).

Die verschiedenen Arten von Festigkeit lassen sich aus folgender Betrachtung ableiten:

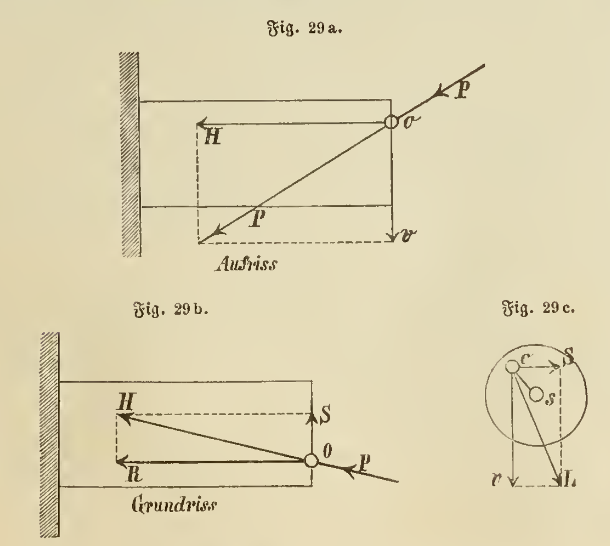
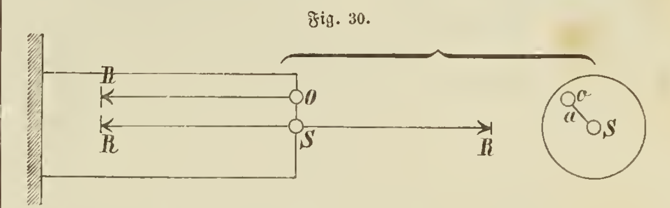


Fig. 29a. Fig. 29b. Fig. 29c.

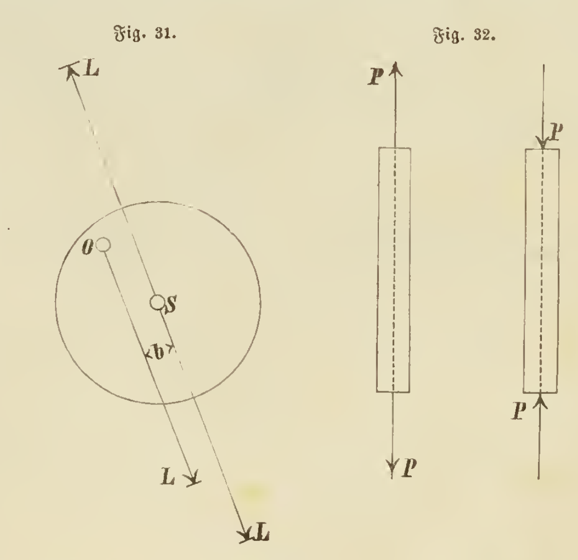
Auf einen Stab von beliebigem Querschnitt (Fig. 29) wirke die schief gerichtete Kraft P, welche den Stabquerschnitt in dem Punkte o durchschneidet. Zerlegt man P im Punkt o (Fig. 29a) in die Horizontalkraft H und die Vertikalkraft V, ferner im Grundriß (Fig. 29b) die Horizontalkraft H wieder in die parallel zur Stabachse gerichtete Seitenkraft R und die senkrecht zur Stabachse gerichtete Seitenkraft S, so wirken in der Ebene des Querschnitts (Fig. 29c) die beiden Kräfte S und V, welche sich zur Mittelkraft L vereinigen lassen. Jede beliebig gerichtete Kraft P läßt sich also in eine zum Querschnitt senkrechte Kraft R und eine in der Querschnittsebene wirkende Kraft L zerlegen. Denkt man sich die Kraft R in gleicher und entgegengesetzter Richtung in der Achse des Stabes angetragen (Fig. 30), so bleibt als Wirkung von R

Fig. 30.



eine in der Achse des Stabes wirkende Kraft R und ein senkrecht zum Querschnitt wirkendes Moment R . a. Trägt man ferner die Kraft L in beiden Richtungen im Schwerpunkt der Querschnittsfläche (Fig. 31) an, so bleibt als Wirkung von L eine im Schwerpunkt und der Ebene des

Fig. 31. Fig. 32.



Querschnitts wirkende Kraft L und ein Moment L . b, welches gleichfalls in der Ebene des Querschnitts wirkt. Die Achsialkraft R (Fig. 30) bewirkt eine gleichmäßig über den Querschnitt verteilte Druckspannung, das Moment R . a beansprucht den Querschnitt auf Biegung, die Kraft L (Fig. 31) beansprucht den Querschnitt auf Abscherung und das Moment L . b sucht den Querschnitt abzudrehen.

Man unterscheidet hiernach folgende Hauptfälle von Festigkeit:

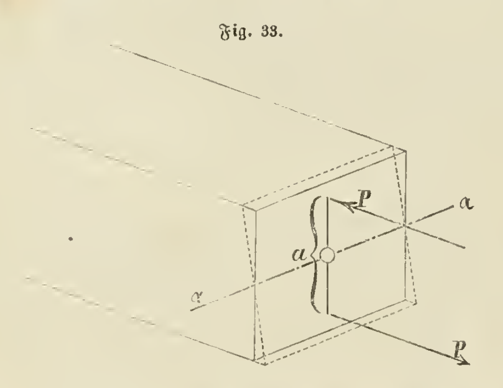
1. Normalfestigkeit (Fig. 32).

Die äußeren Kräfte wirken in der Achse des Stabes. Man unterscheidet Zug- und Druckfestigkeit, je nachdem die Kräfte den Stab auszudehnen oder zusammenzudrücken suchen. Die Normalspannung ist gleichmäßig über die Querschnittsfläche verteilt.

2. Biegungsfestigkeit (Fig. 33).

Ein Kräftepaar P . a (Moment) wirkt in einer senkrecht zur Querschnittsfläche und durch den Schwerpunkt der letzteren gehenden Ebene. Das Moment bewirkt eine Drehung der Querschnittsfläche um die durch den Schwerpunkt derselben gehende Achse $\alpha - \alpha$ des Kräftepaars (vgl. § 6).

Fig. 33.

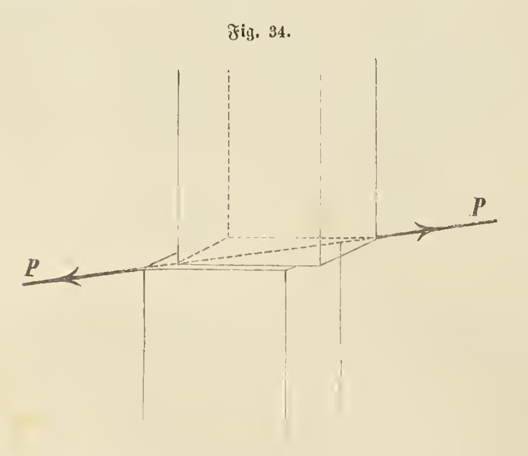


Die der Drehwirkung entgegengekehrte Querschnittshälfte wird auf Druck, die andere Hälfte auf Zug beansprucht. Zug- und Druckspannung ist ungleichmäßig über den Querschnitt verteilt.

3. Scherfestigkeit (Fig. 34).

Die äußeren Kräfte greifen im Schwerpunkt der Querschnittsfläche an und wirken in der Ebene derselben. Die

Fig. 34.

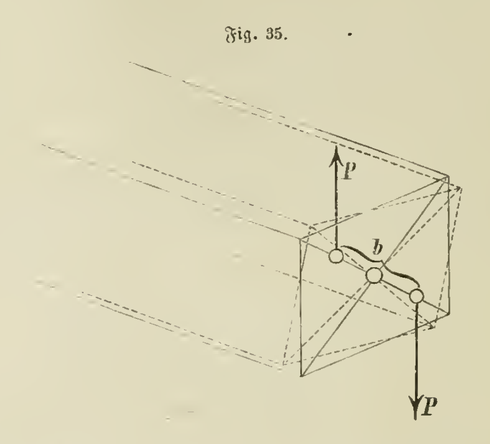


Scherbeanspruchung ist gleichmäßig über den Querschnitt verteilt.

4. Drehungsfestigkeit (Torsionsfestigkeit, Fig. 35).

Ein Kräftepaar P . b (Moment) wirkt in der Ebene des Querschnitts. Das Moment bewirkt eine Drehung der

Fig. 35.



Querschnittsfläche um die durch den Schwerpunkt derselben gehende Achse des Kräftepaars. Der Querschnitt wird ungleichmäßig auf Abscheren beansprucht.

* * *

Die Normalfestigkeit und die Scherfestigkeit werden demnach hervorgerufen durch Einzelkräfte, die Biegungs- und Drehungsfestigkeit durch Kräftepaare (Momente). Bei der Normal- und Biegungsfestigkeit ist die Kraftwirkung senkrecht zur Querschnittsfläche gerichtet, bei der Scher- und Drehungsfestigkeit wirken die Kräfte in der Querschnittsebene. Die Biegungsfestigkeit läßt sich auf Zug- und Druckbeanspruchung, die Drehungsfestigkeit auf Scherbeanspruchung zurückführen.

Die Kenntnis der Widerstandsfähigkeit eines Materials gegen Zug-, Druck- und Scherfestigkeit genügt also zur Berechnung sämtlicher Festigkeitsfälle.

In der Praxis kommt reine Biegungsfestigkeit und Drehungsfestigkeit sehr selten vor, gewöhnlich wird ein Konstruktionsteil gleichzeitig auf mehrfache Festigkeit beansprucht. Alle Fälle der Praxis lassen sich jedoch auf die vier Hauptfälle zurückführen und mit Hilfe derselben lösen.

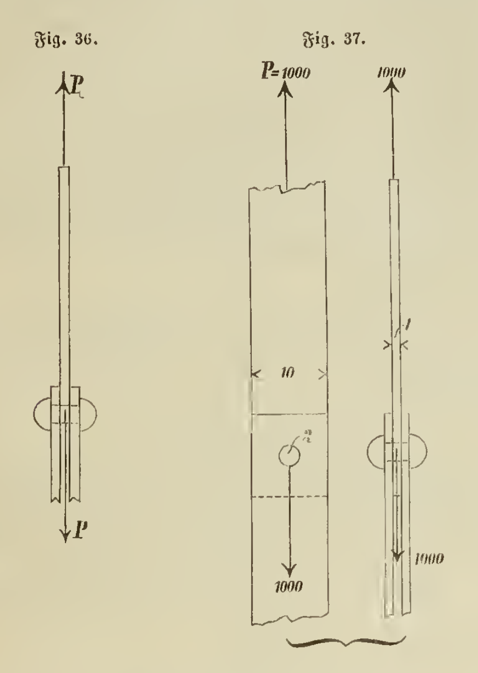
Die Scherfestigkeit findet bei den Hochbaukonstruktionen fast nur bei Niet- und Schraubenverbindungen Anwendung und wird zweckmäßig mit diesen Konstruktionen zusammen im dritten Kapitel weiter behandelt.

Die Drehungsfestigkeit kommt bei den Hochbaukonstruktionen nur in sehr geringem Maße gegenüber den anderen Festigkeiten zur Wirkung, so daß sie meist gänzlich vernachlässigt werden kann.

In nachfolgendem werden somit nur die Normal- und Biegungsfestigkeit einer genaueren Betrachtung unterzogen und hierbei stabförmige Körper mit gerader Schwerlinie vorausgesetzt.

§ 10.
Normalfestigkeit.

Ein am einen Ende eingespannter Stab von der Länge l wird am andern Ende durch eine in der Richtung der Schwerlinie des Stabes wirkende Kraft P auf Zug beansprucht (Fig. 36). Die von der Einspannungskonstruktion auszuübende Gegenwirkung ist nach den Gleichgewichtsbedingungen = P, die Wirkung der äußern Kraft P ist für jeden beliebigen Stabquerschnitt f die gleiche. Die Spannungen wirken in der Richtung der Kraft und sind, wie Versuche bestätigt haben, nahezu gleichmäßig über den Querschnitt verteilt. Demnach ist die Spannung von 1 qcm



Querschnitt $$s = \frac{P}{f} \quad \cdots \cdots \quad (2)$$

Beispiel: Für P = 1000 kg und einen rechteckigen Stabquerschnitt von 1 cm Stärke und 10 cm Breite wird die Spannung für das qcm $s = \frac{1000}{1 \cdot 10} = 100$ kg.

Ist an irgend einer Stelle der Querschnitt (etwa durch Nietlöcher) geschwächt, so muß für f der geschwächte Querschnitt eingesetzt werden. In Fig. 37 ist der Querschnitt durch einen Bolzen von 2 cm Durchmesser geschwächt. Alsdann ist $f = 1 \cdot 10 - 1 \cdot 2 = 8$ qcm und s an der Einklemmungsstelle $= \frac{1000}{8} = 125$ kg.

Dieselben Regeln gelten auch für den gedrückten Stab, wenn P in umgekehrter Richtung wirkt, jedoch nur unter der Voraussetzung, daß keine Gefahr des Ausbiegens vorliegt (siehe § 12).

Infolge der Kraftwirkung von P erleidet der Stab eine Formänderung, welche bei Zugbeanspruchung in einer Vergrößerung, bei Druck in einer Verkürzung des Stabes unter gleichzeitiger Verringerung bez. Verbreiterung des Querschnitts besteht.

Innerhalb der Elastizitätsgrenze kann man annehmen, daß die Änderung der Länge direkt proportional der Kraft und der Länge, umgekehrt proportional der Querschnittsfläche ist. Bezeichnet man die Längenänderung mit λ, so ist demnach:

$$\lambda = \frac{P \cdot l}{f \cdot E}.$$

E ist ein Maß, welches von der Elastizität des Materials abhängt und durch Versuche bestimmt wird. Tabelle 6 enthält die Werte von E für verschiedene Baumaterialien.

Für $\lambda = 1$ und $f = 1$ wird

$$E = P,$$

mithin kann man E als diejenige Kraft bezeichnen, welche den Stab von 1 qcm Querschnitt und der Länge l auf die doppelte Länge = 2 l ausdehnen würde, wenn die Elastizität des Materials dies zuließe. — Für Schmiedeeisen ist E = 2 000 000 kg, der Tragmodul = 1400 kg, mithin ist die größte Verlängerung, welche ein schmiedeeiserner Stab von 1 qcm Querschnitt ohne dauernde Formveränderung erleiden darf:

$$\lambda = \frac{1400\, l}{2\,000\,000} = \frac{l}{1430}.$$

In der Praxis darf man nicht bis an diese Grenze herangehen, die zulässige Beanspruchung ist hier zu 750 bis 900 anzunehmen, so daß λ etwa $= \frac{l}{2200 \text{ bis } 2700}$.

Beispiel: An einem eingespannten Eisenstab von 12 qcm Querschnitt und 3,0 m Länge hängt eine Last von 9000 kg. Wie groß ist die eintretende Längenänderung?

$$\lambda = \frac{9000 \cdot 300\ (\text{cm})}{12 \cdot 2\,000\,000} = 0{,}11 \text{ cm} = 1{,}1 \text{ mm}.$$

Wie groß ist die äußerst zulässige Längenänderung?

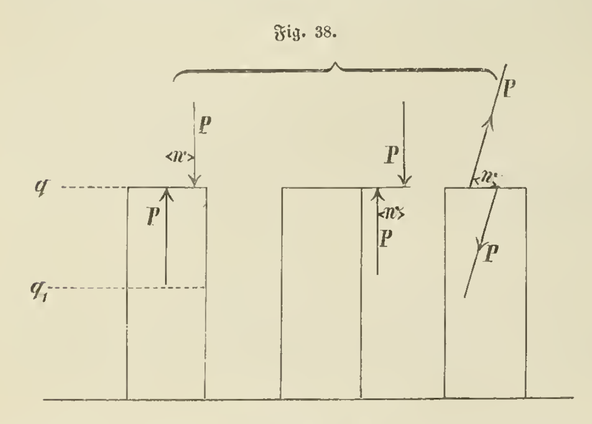
$$\lambda_{max} = \frac{300}{1430} = 0{,}21 \text{ cm} = 2{,}1 \text{ mm}.$$

§ 11.
Biegungsfestigkeit.

Der Stab wird durch ein Kräftepaar beansprucht, welches in einer zum Querschnitt senkrechten und durch den Schwerpunkt gehenden Ebene wirkt. $P \cdot w = M$ sei das

Moment des Kräftepaares. Wie bereits früher (§ 6) besprochen, kann ein Kräftepaar beliebig in seiner Ebene verschoben werden, ohne daß sich die Wirkung ändert. Die Kraftwirkung der verschiedenen in Fig. 38 gezeichneten Fälle ist mithin stets dieselbe. Da man ferner das Paar ebenso-

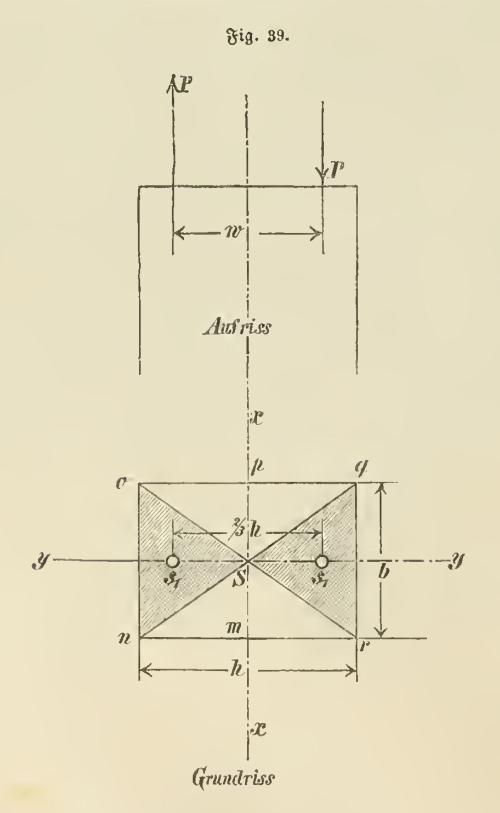
Fig. 38.



gut am Querschnitt q_1 angebracht denken kann, als am Querschnitt q, so folgt daraus, daß die Beanspruchung in jedem Querschnitt die gleiche sein muß.

Setzen wir zunächst behufs Ermittelung der inneren Kräfte einen rechteckigen Querschnitt voraus und verschieben

Fig. 39.



das Moment an einem beliebigen Querschnitt nach Fig. 39 symmetrisch zum Schwerpunkt der Fläche, so ist klar, daß die Querschnittsfläche m-n-o-p Zugspannungen, die Querschnittsfläche p-q-r-m Druckspannungen erleidet. In der durch den Schwerpunkt gehenden Achse x-x des Kräftepaars wird ein Wechsel der Spannungen eintreten, die Spannung also Null sein. Diese Achse heißt die **neutrale Achse**. Die Ebene, welche durch die neutralen Achsen sämtlicher Stabquerschnitte gebildet wird, heißt **neutrale Faserschicht**. Derjenige Punkt des Querschnitts, welcher von der neutralen Achse am weitesten absteht (in vorliegendem Falle die Seiten n-o, q-r), heißt **äußerste Faser**. Es besteht nun das Erfahrungsgesetz, daß innerhalb der Elastizitätsgrenze die auf die Querschnittshälften entfallenden Zug- bez. Druckspannungen proportional mit der Entfernung von der neutralen Achse wachsen. Die Spannung ist also in der neutralen Achse Null, nimmt nach der äußersten Faser gleichmäßig zu und erreicht den größten Wert in der letzteren. Hiernach läßt sich die von jeder Flächenhälfte aufzunehmende Spannung durch die schraffirten Dreiecke S-o-n und S-q-r (Fig. 39) darstellen.

Ist k der Druck für die Flächeneinheit in der äußersten Faser, so ist die von jeder Flächenhälfte zu leistende Gesamtspannung

$$k \, . \, \frac{b \frac{h}{2}}{2} = \frac{k\,b\,h}{4}.$$

Die Wirkung dieser Spannung läßt sich durch eine im Schwerpunkt s_1 der Druckflächen angebrachte Einzelkraft $= \frac{k\,b\,h}{4}$ ersetzen. Das von den Querschnittsspannungen ausgeübte Moment ist demnach

$$= \frac{k\,b\,h}{4} \cdot \frac{2\,h}{3} = k\,\frac{b\,h^2}{6}.$$

Ist k die größte zulässige Inanspruchnahme des Materials, so stellt der Ausdruck $k\,\frac{b\,h^2}{6}$ die größte Leistungsfähigkeit des Querschnitts dar. Damit also der Querschnitt nicht überansprucht wird, muß das Moment M der äußeren Kräfte kleiner, höchstens gleich sein dem Ausdruck $k\,\frac{b\,h^2}{6}$.

Die Größe $\frac{b\,h^2}{6}$ hängt nur von der Form des Querschnitts, nicht von den äußeren Kräften ab. Sie wird allgemein mit W = Widerstandsmoment bezeichnet, so daß also:

$$\mathbf{M = k\,.\,W} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (3)$$

Es ist dies die Grundgleichung der Biegungsfestigkeit, welche sich auch allgemein für beliebige andere Querschnitte beweisen läßt.

Es seien a und b die Abstände der äußersten Fasern eines beliebig geformten Querschnitts (Fig. 40) von der neutralen Achse.

Ist σ_y der Druck für die Flächeneinheit in der Entfernung y von der neutralen Achse, so ist der Druck des Flächenteilchens f

$$= \sigma_y \,.\, f.$$

Fig. 40.

Da der Druck proportional der Entfernung y von der neutralen Achse wächst, so ist, wenn k der Druck in der äußersten Faser

$$\frac{\sigma_y}{k} = \frac{y}{a}, \text{ mithin } \sigma_y = \frac{k\, y}{a}$$

und der Druck des Flächenteilchens f

$$= \frac{k \,.\, y}{a} f, \text{ beziehungsweise } \frac{k\, y}{b} f.$$

Das Moment dieses Druckes bezogen auf die neutrale Achse ist

$$= \frac{k \,.\, y}{a} f \,.\, y, \text{ beziehungsweise } \frac{k\, y}{b} f\, y$$

und die Summe der Momente aller Flächenteilchen

$$= \frac{k}{a} \Sigma f\, y^2 = \frac{k}{b} \Sigma f\, y^2.$$

Das Moment gleich dem Angriffsmoment gesetzt, gibt

$$M = \frac{k}{a} \Sigma f\, y^2 = \frac{k}{b} \Sigma f\, y^2.$$

Mithin lautet der Ausdruck für W, den wir oben für das Rechteck ermittelt hatten, allgemein

$$W = \frac{1}{a} \Sigma f \,.\, y^2 = \frac{1}{b} \Sigma f \,.\, y^2.$$

Der Ausdruck $\Sigma f\, y^2$ heißt **Trägheitsmoment**, bezogen auf die neutrale Achse, und wird mit dem Buchstaben J bezeichnet. Demnach ist $W = \frac{J}{a}$ . . . . (4)

Hiernach kann man die Grundgleichung auch schreiben:

$$M = \frac{k}{a} J = \frac{k}{b} J \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (5)$$

J behält also stets, auch bei zur neutralen Achse unsymmetrischen Querschnitten, bei welchen a nicht gleich b, den gleichen Wert, während das Widerstandsmoment für beide Querschnittshälften in diesem Falle verschieden ist. Die Spannung in der äußersten Faser wird dann

auf der a Seite: $k_a = \frac{a\, M}{J}$,

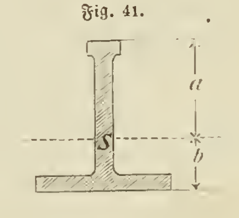
auf der b Seite: $k_b = \frac{b\, M}{J}$.

Selbstredend ist bei der Berechnung die ungünstigste Spannung zu berücksichtigen.

Bei einem Material von gleicher Zug- und Druckfestigkeit, wie Schmiedeeisen, wird mithin ein symmetrischer Querschnitt, bei welchem $a = b$, am vorteilhaftesten ausgenutzt, da alsdann $k_a = k_b$.

Häufig bedingen jedoch andere Umstände eine unsymmetrische Form. Dann ist die Spannung für diejenige Querschnittseite zu ermitteln, beziehungsweise das Widerstandsmoment derjenigen Querschnittshälfte einzuführen, für welche der Abstand der äußersten Faser am größten ist.

Fig. 41.



Für Gußeisen ist die Zugfestigkeit nur halb so groß, wie die Druckfestigkeit. Bei Trägern aus diesem Material ist daher der günstigste Querschnitt der in Fig. 41 dargestellte, bei welchem

$$b = \frac{a}{2} \text{ und demnach } k_b = \frac{1}{2} k_a.$$

Selbstredend darf dann die b Seite nur auf Zug, die a Seite nur auf Druck in Anspruch genommen werden.

Für die Berechnung des Trägheits- und Widerstandsmoments eines auf Biegung beanspruchten Querschnitts ist die Kenntnis der Lage der neutralen Achse von Wichtigkeit. Bei dem Rechteck ging die neutrale Achse durch den Schwerpunkt und stand senkrecht zur Kraftebene. Es ergibt sich

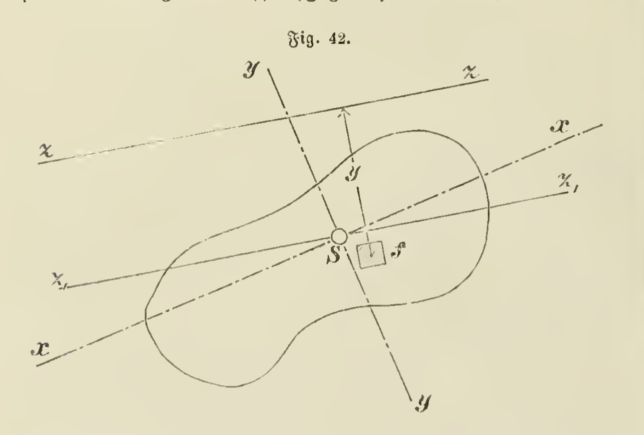
$$J = a\, W = \frac{h}{2} \; \frac{b\, h^2}{6} = \frac{b\, h^3}{12}.$$

Die erstgenannte Eigenschaft, daß die neutrale Achse durch den Schwerpunkt der auf Biegung beanspruchten Querschnittsfläche geht, gilt auch für jede beliebige Querschnittsform. Nicht aber die zweite Eigenschaft, wonach die neutrale Achse senkrecht zur Kraftebene steht. Letztere Eigenschaft ist an bestimmte Beziehungen zwischen der Lage der Kraftebene und der Lage des Querschnitts geknüpft. Wir führen nachfolgend diejenigen Ergebnisse der allgemeinen Biegungstheorie

an, welche auf diesen Gegenstand Bezug haben, ohne uns indessen auf die Beweisführung näher einzulassen.

1) Trägheitsmoment einer Querschnittsfläche nennt man allgemein die Summe der Produkte der einzelnen Flächenteilchen f multiplizirt mit dem Quadrat des senkrechten Abstandes y dieses Flächenteilchens von einer beliebigen geraden Linie, welche Achse des Trägheitsmomentes genannt wird. Demnach ist das Trägheitsmoment, bezogen auf eine beliebige z-Achse (Fig. 42), $= \Sigma f \cdot y^2$.

Fig. 42.



Geht die Achse des Trägheitsmomentes durch den Schwerpunkt, was bei der neutralen Achse stets der Fall, so bezeichnen wir dasselbe mit J, im andern Falle mit T.

2) Denkt man sich eine durch den Schwerpunkt gehende Achse z_1-z_1 um den Schwerpunkt S drehend, so wird jeder Lage der z_1-z_1-Achse ein bestimmter Wert des Trägheitsmomentes J entsprechen. Es gibt nun zwei Achslagen x-x und y-y, für welche J den größten, beziehungsweise kleinsten Wert erreicht. Diese Achsen stehen **senkrecht** aufeinander und heißen Hauptachsen.

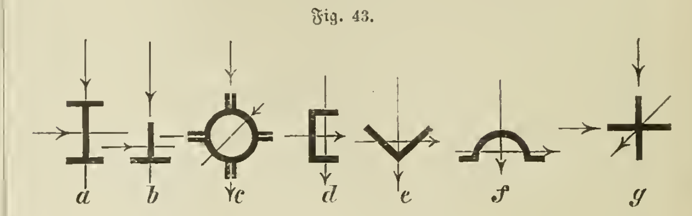
3) Besitzt ein Querschnitt eine Symmetrieachse, so ist diese Symmetrieachse eine Hauptachse.

4) Ist das Trägheitsmoment für beide Hauptachsen gleich, so hat das Trägheitsmoment für jede beliebige durch den Querschnitt gehende Achse denselben Wert. In diesem Falle sind also alle Achsen Hauptachsen. Derartige Querschnitte sind der Kreis, der Kreisring, das Quadrat und die in Fig. 43 c—g dargestellten Querschnitte.

5) Wirken die äußeren Kräfte in der Ebene einer der beiden Hauptachsen, so ist die andere Hauptachse die neutrale Achse. In diesen Fällen steht mithin die neutrale Achse senkrecht auf der Kraftebene, in allen anderen Fällen ist dagegen die neutrale Achse schief zur Kraftebene gerichtet.

Hieraus ergibt sich folgende Nutzanwendung: Bei Querschnitten mit einer Symmetrieachse ist die Lage der Hauptachsen ohne weiteres bekannt. Solche Querschnitte sind die in Fig. 43 dargestellten. Fällt bei diesen Querschnitten (wie gewöhnlich) die Kraftebene mit einer Symmetrieachse oder der dazu senkrechten Achse zusammen, so ist das Trägheits- bez. Widerstandsmoment auf die zur Kraftebene senkrechte Hauptachse zu beziehen. Ist die Kraftebene

Fig. 43.



dagegen beliebig schief zu den Hauptachsen gerichtet, so zerlege man die Kräfte in zwei in Richtung der Hauptachsen wirkende Seitenkräfte. Man hat dann die Spannungen aus beiden Seitenkräften zu berücksichtigen.

Besitzt der Querschnitt keine Symmetrieachse (Fig. 44), so muß die Lage der Hauptachsen erst ermittelt werden. Man hat alsdann die in einer andern Ebene wirkenden Kräfte nach den beiden Hauptachsen zu zerlegen.

Fig. 44.

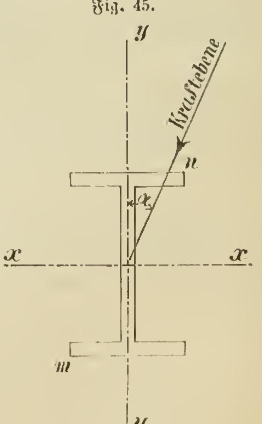


Bei den unsymmetrischen Normalprofilen für Walzeisen ist in den entsprechenden Tabellen 13 und 15 die Lage der Hauptachsen (tg a) angegeben.

Außerdem ist unter Spalte 14 und 15, beziehungsweise 13 und 14 das Widerstandsmoment angegeben, welches einzuführen ist, wenn die Belastung, wie in den meisten Fällen, in der Stegebene wirkt. Man hat dann die Zerlegung der Kräfte nicht nötig.

Bei anderen unsymmetrischen Querschnitten muß man die Lage der Hauptachsen durch Rechnung ermitteln. Bei der großen Seltenheit derartiger Fälle kann jedoch hierauf an dieser Stelle nicht eingegangen werden. Man kann sich eintretenden Falls auch dadurch helfen, daß man in den unsymmetrischen Querschnitt einen symmetrischen einzeichnet und die überzähligen Teile des Querschnitts außer acht läßt.[1])

Fig. 45.



Beispiele:

1) Auf einen I-förmigen Querschnitt wirke ein Moment = 150 000 cmkg in der y-y-Ebene (Fig. 45). Wird k = 800 kg für das qcm angenommen, so ist demnach erforderlich

$$W = \frac{150\,000}{800} = 187{,}5.$$

Das Widerstandsmoment ist zu beziehen auf die Biegungsebene y-y beziehungsweise die neutrale

1) Weiteres über Berechnung der Trägheits- und Widerstandsmomente siehe § 14.

Achse x-x. In Spalte 8 der Tabelle 10 sind diese Widerstandsmomente verzeichnet. Man wähle Profil Nr. 19, dessen $W_y = 187{,}3$.

2) Wird der I-Träger gegen die Kraftebene um 90° gedreht, so beträgt sein Widerstandsmoment nach Spalte 10

$$W_x = 26{,}8.$$

In diesem Falle dürfte mithin das Angriffsmoment höchstens betragen

$$M = 800 \,.\, 26{,}8 = 21\,440.$$

Die Tragfähigkeit des Trägers beträgt also bei dieser Anordnung nur etwa $^1/_7$ der ersten Kraftlage.

3) Ist die Kraftebene um einen Winkel α (Fig. 45) gegen die y-y-Biegungsebene geneigt, so hat man das Moment M zunächst nach den Hauptachsen x-x und y-y zu zerlegen. Es ist dann

$$M_x = M \sin \alpha$$
$$M_y = M \cos \alpha$$

und die größte Faserspannung

$$k = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y}.$$

Die größte Zugspannung findet dann im Punkte m, die größte Druckspannung im Punkte n statt. Derartige Belastungen kommen bei Dachpfetten häufig vor. Ist beispielsweise $M = 50\,000$ kgcm, $\alpha = 30^0$, so ist

$$\sin \alpha = 0{,}5, \ \cos \alpha = 0{,}87.$$

Mithin $M_x = 50\,000 \,.\, 0{,}5 = 25\,000,$
$M_y = 50\,000 \,.\, 0{,}87 = 43\,500.$

Damit nun die zulässige Inanspruchnahme nicht überschritten wird, muß der Querschnitt so gewählt werden, daß

$$\frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq 800.$$

Für den obigen I-Träger Nr. 19 würde die Beanspruchung

$$\frac{25\,000}{26{,}8} + \frac{43\,500}{187{,}3} = 1170,$$

also zu groß. Genügen würde erst I Nr. 22. Für dieses wird

$$k = \frac{25\,000}{39{,}2} + \frac{43\,500}{280{,}9} = 793 \text{ kg}.$$

In solchen Fällen pflegt man mitunter mit mehr Vorteil Doppel-][-Eisen zu nehmen, da hier das Widerstandsmoment der x-x-Ebene verhältnismäßig größer ist.

4) In vielen Fällen eignet sich für Dachpfetten wegen der bequemen Befestigung der Wellblechdecke das ⌉⎿ Profil. Dieses Profil hat keine Symmetrieachse. Die Lage der Hauptachsen ist in Spalte 8, Tabelle 15, durch die Tangente des Neigungswinkels α angegeben. Für eine beliebige Belastungsebene hat man daher das Moment nach den beiden Hauptachsen zu zerlegen und verfährt dann bezüglich der Spannungsermittelung wie vor.

Fällt die Belastungsebene mit der Stegmitte des ⌉⎿-Eisens zusammen, so findet man die maßgebenden Widerstandsmomente unmittelbar unter Spalte 13 oder 14, Tabelle 15. Dasselbe gilt von den ungleichschenkligen ⎿-Eisen, Tabelle 13.

Beispielsweise betrage bei ⌉⎿-Eisen Nr. 14 (Tab. 15) der Winkel, welchen die Kraftrichtung mit der Richtung des Steges einschließt: $\beta = 10^0$.

Ferner der Winkel, welchen die Kraftrichtung mit der großen Hauptachse einschließt: $\gamma = \beta + \alpha$, oder, da $\beta = 10^0$; tg α (nach Spalte 8, Tabelle 15) $= 0{,}42$; $\alpha = 22^0\ 47'$, so ist $\gamma = 32^0\ 47'$.

Nach Spalte 9 ist $W_x = 88$; $W_y = 14{,}2$.

Das in der Kraftebene wirkende Moment zerlegt sich in die in den Richtungen der Hauptachsen wirkenden Seitenkräfte $M \cos \gamma = M \,.\, 0{,}84$ und $M \sin \gamma = M \,.\, 0{,}541$.

Soll nun die Beanspruchung der äußersten Teile des Querschnitts nicht größer werden, als 800 kg für das qcm, so muß sein:

$$\frac{0{,}84\ M}{W_x} + \frac{0{,}541\ M}{W_y} \leq 800$$

Hieraus $M \leq 16\,800$ kgcm.

In vorstehendem Falle ist also der Querschnitt nur dann stark genug, wenn $M \leq 16\,800$ kgcm.

5) Hat der Querschnitt nur eine Symmetrieachse und fällt die Kraftebene mit dieser Achse zusammen (Fig. 43 b-d-f), so liegen die Querschnittsteile unsymmetrisch zur neutralen Achse. Ein ⊥förmiger Querschnitt werde in der y-y-Ebene (Tabelle 14) durch ein Moment $= 12\,000$ cmkg beansprucht. Das erforderliche Widerstandsmoment muß mindestens

$$\frac{12\,000}{800} = 15$$

betragen.

⊥-Eisen Nr. $^9/_9$ Tabelle 14 besitzt ein Widerstandsmoment von 20,3, ist also genügend. Wo in diesen Fällen das Widerstandsmoment berechnet werden muß, hat man zunächst das Trägheitsmoment zu berechnen und diesen Wert durch den größten Faserabstand a zu dividiren, damit man das ungünstigste (kleinste) Widerstandsmoment erhält. Bei Berechnung der Widerstandsmomente in Tabelle 14 ist dies beachtet worden.

Es beträgt in vorliegendem Falle $J = 129$, $a = 6{,}38$, mithin

$$W = \frac{129}{6{,}38} = 20{,}3.$$

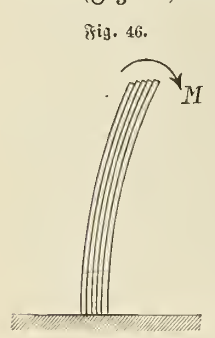
* * *

Der auf Biegung beanspruchte Stab erleidet auf der gedrückten Querschnittshälfte eine Verkürzung, auf der gezogenen eine Verlängerung, welche der Größe der Spannung proportional, mithin in den äußersten Fasern am größten, in der neutralen Achse Null ist (vergl. § 10). Diese Formänderungen bewirken eine Krümmung des Stabes. Die Form, welche die Stabachse unter Einwirkung einer äußeren Beanspruchung annimmt, heißt die elastische Linie. Man kann die elastische Linie für eine gegebene Belastung sowohl durch rechnerische, als graphische Behandlung ermitteln. Für unsere Zwecke ist jedoch ein näheres Eingehen auf diese die Kenntnis der Differential- und Integralrechnung voraussetzenden Theorien nicht erforderlich. In den Fällen, in welchen die Ergebnisse der Theorie der elastischen Linie für die Hochbaukonstruktionen von praktischem Werte sind, werden wir später die nötigen Mitteilungen machen.

Das Gleiche gilt von der Theorie der Schubspannungen. Es sind dies Nebenspannungen, welche in Begleitung der Zug- und Druckspannungen auftreten, beziehungsweise durch die letzteren hervorgerufen werden. Derartige Schubspannungen entstehen beispielsweise bei den auf Biegung beanspruchten Stäben in den der Stabachse parallelen Fasern.

Denkt man sich einen auf Biegung beanspruchten Balken (Fig. 46) durch mehrere Lagen dünner Bretter ersetzt, so werden sich die aneinander grenzenden Flächen der einzelnen Bretter unter Einwirkung der Biegung gegeneinander verschieben. Bei den aus einem Stück bestehenden Balken muß diese Verschiebung durch Spannungen, welche in den Längsfasern des Balkens parallel zur Stabachse wirken, verhindert werden. Diese Spannungen (Schubspannungen) sind zwar gegenüber den Biegungsspannungen sehr klein, dürfen aber doch nicht ganz vernachlässigt werden. Sie bedingen beispielsweise, daß bei den Trägerquerschnitten der Zusammenhang zwischen der gedrückten und gezogenen Querschnittshälfte nicht aufgehoben werden darf, wenn auch die geringe Größe der Spannungen eine weitgehende Schwächung des mittleren Querschnittsteils gestattet.

Fig. 46.



Die Schubspannungen sind am größten in der neutralen Achse und an den Stellen, an welchen die Momente am kleinsten sind, demnach an den Auflagern des an beiden Enden unterstützten Trägers. Im Bruchquerschnitt ist die Schubspannung Null. Es trifft also niemals gleichzeitig in einem Punkte des Querschnitts die größte Schubspannung mit der größten Normalspannung zusammen. Aus diesem Grunde kann die Schubspannung bei den gewöhnlichen Trägerberechnungen vollständig außer acht gelassen werden.

§ 12.

Zusammengesetzte Festigkeit.

1. Festigkeit der Träger.

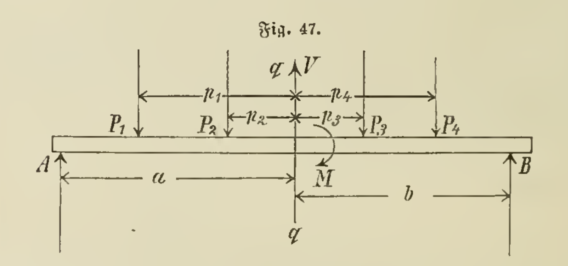
Bei den Trägern sind die äußeren Kräfte gewöhnlich senkrecht zur Trägerachse gerichtet. Sie befinden sich außerdem in ein und derselben, durch die Schwerlinie des Trägers hindurchgehenden Ebene. Kommen andere Belastungsfälle vor, so sind dieselben durch Zerlegen der Kräfte auf den vorstehenden Fall zurückzuführen.

Nach § 7 besteht die Wirkung der im Gleichgewicht befindlichen äußeren Kräfte P und der Stützendrucke A-B auf einen beliebigen Querschnitt q-q des Trägers (Fig. 47) in einer Transversalkraft V und einem Moment M, und zwar ist:

$$V = A - (P_1 + P_2) = B - (P_3 + P_4)$$
$$M = A\,a - (P_1\,p_1 + P_2\,p_2) = B\,.\,b - (P_3\,p_3 + P_4\,p_4).$$

Die Transversalkraft V wirkt in der Querschnittsebene und bringt somit Scherbeanspruchung hervor, das Moment M wirkt in einer senkrecht zum Querschnitt stehenden Ebene und beansprucht den Träger auf Biegung.

Fig. 47.



Die Wirkung der Transversalkraft V ist im Verhältnis zum Biegungsmoment gering und kann bei Berechnung des Trägerquerschnitts gänzlich außer acht gelassen werden, da sie für die Stelle des größten Moments Null ist und ihren größten Wert an den Auflagern erreicht, an welchen wiederum das Moment Null ist. Es bleibt somit nur das Biegungsmoment zu berücksichtigen. Die Wirkung dieses Moments entspricht dem im § 11 behandelten Fall reiner Biegung, da das Moment in einer zum Querschnitt senkrecht stehenden und den Schwerpunkt des Querschnitts schneidenden Ebene wirkt und ein Moment beliebig in seiner Ebene gedreht und verschoben werden kann. Mithin ist auch hier

$$\underline{M = k\,W.}$$

Da das Moment in den einzelnen Trägerquerschnitten verschieden groß ist, so ist auch bei gleicher Beanspruchung das Widerstandsmoment, oder bei gleichem Widerstandsmoment die Beanspruchung in den einzelnen Querschnitten eine verschiedene. Träger mit Querschnitten von gleicher

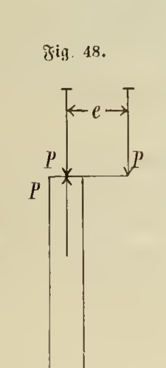
Beanspruchung und dementsprechend verschiedenem Widerstandsmoment heißen Träger gleicher Festigkeit. Träger mit Querschnitten von gleichem Widerstandsmoment und verschiedener Beanspruchung heißen Träger mit gleichbleibendem Querschnitt. Die aus einem Stück geformten Träger werden nur als Träger mit gleichbleibendem Querschnitt hergestellt, da die für die Änderung der Form aufzuwendende Arbeit in keinem Verhältnis zur Materialersparnis stehen würde. Bei den aus mehreren Stücken zusammengesetzten Trägern wird man zum Teil die Querschnitte der Beanspruchung entsprechend gestalten können. Bei den Trägern mit gleichbleibendem Querschnitt ist nur die Berechnung des Momentes für den Bruchquerschnitt erforderlich, während bei den Trägern mit verschiedenen Querschnitten die Bruchmomente für jede Querschnittsform zu ermitteln sind. Näheres über die Berechnung der Träger folgt im vierten Kapitel.

2. Exzentrische Belastung.

Exzentrische Belastung entsteht, wenn eine Kraft P im Abstand e parallel zur Stabachse wirkt (Fig. 48).

Denkt man sich die Kraft P im Schwerpunkt der Querschnittsfläche in gleicher und entgegengesetzter Richtung angebracht, so bringt die im Schwerpunkt abwärts gerichtete Kraft P Normalspannung, das Kräftepaar P mit dem Moment P . e Biegungsspannung hervor. Die Spannung durch die zentrisch wirkende Kraft P ist nach § 10, Gleich. 2,

Fig. 48.



$$s = \frac{P}{f},$$

die vom Moment herrührende Spannung nach § 11, Gleichung 3,

$$\sigma = \frac{P \cdot e}{W}$$

und zwar ist σ auf der der Kraft zugekehrten Seite des Querschnitts Druck, auf der andern Zug. Mithin beträgt die Gesamtspannung der äußersten Faser

$$k\ \text{Druck} = \frac{P}{f} + \frac{Pe}{W},$$

$$k\ \text{Zug} = \frac{Pe}{W} - \frac{P}{f}.$$

Allgemein ist:

$$k = \frac{P}{f} \pm \frac{Pe}{W} \quad \ldots\ldots \quad (6)$$

Wird k negativ, so ist in der äußersten Faser auf der der Kraft abgekehrten Seite Zug vorhanden. Den Abstand e, bei welchem $k = 0$ wird, bei welchem also in der Querschnittsfläche kein Zug auftritt, findet man zu:

$$e = \frac{W}{f} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (7)$$

Beispiel. Für den rechteckigen Querschnitt ist

$$W = \frac{b h^2}{6} \mid f = b h,$$

mithin:

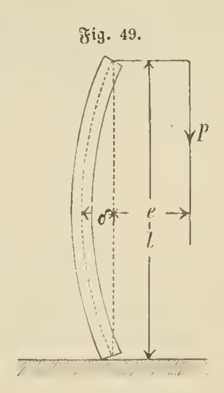
$$e = \frac{h}{6}.$$

In einem Stab von rechteckigem Querschnitt tritt demnach Zugspannung auf, sobald die Kraft das innere Drittel des Querschnitts verläßt. Denjenigen Teil eines Querschnitts, innerhalb dessen sich eine Kraft bewegen kann, ohne Zugspannungen hervorzurufen, nennt man den Kern des Querschnitts. Die Entfernung $e = \frac{W}{f}$ heißt Kernweite.

3. Die Knickfestigkeit.

Die vorigen Betrachtungen über exzentrische Belastung enthalten insofern eine Ungenauigkeit, als die durch die elastische Ausbiegung der Stabachse entstehende Vergrößerung des Krafthebels e um die Durchbiegung δ (Fig. 49) nicht berücksichtigt wurde. Thut man dies, so sind die Beanspruchungen in den einzelnen Querschnitten nicht gleich groß, wie oben angenommen, sondern von der Größe der Ausbiegung δ abhängig. Für diejenigen Fälle, in welchen der Krafthebel verhältnismäßig groß, die Stablänge kurz, der Querschnitt ausgedehnt ist, kann diese vernachlässigt werden. Ist jedoch e nahezu Null und die Stablänge im Verhältnis zum Querschnitt groß, so muß auf die Ausbiegung δ gerücksichtigt werden. Letzteres ist der Fall bei allen in der Praxis vorkommenden Druckbelastungen eiserner Stützen, da eine vollständig zentrische Lagerung, sowie eine vollständig gerade Stabachse bei der praktischen Ausführung niemals erreicht wird. Die für die Normalfestigkeit angegebene Formel $k = \frac{P}{f}$ ist daher nur dann zu benutzen, wenn die nach folgenden Angaben zu untersuchende Festigkeit des Stabes gegen Knicken geringere Querschnittsabmessungen liefert, als diese Formel.

Fig. 49.



Die Kraft P, welche gerade im stande ist, den Stab zum Bruch durch Ausknicken zu bringen, heißt Knickfestigkeit. Ihre Größe wird mit Hilfe der Theorie der elastischen

Linie ermittelt. Wir begnügen uns, die für den praktischen Gebrauch erforderlichen Ergebnisse dieser Theorie mitzuteilen.

Die Kraftgröße P hängt ab von dem Trägheitsmoment J des Querschnitts, der Länge l und der Elastizität E des Stabes, außerdem aber auch von der Art der Befestigung der Stabenden. In letzterer Beziehung unterscheidet man 4 Hauptfälle (Fig. 50, 1—4):

1) Der Stab ist am unteren Ende fest eingespannt, am oberen frei beweglich. In diesem Fall ist die Knickfestigkeit:

$$P = \frac{\pi^2}{4} \cdot \frac{E\,J}{l^2}.$$

2) Der Stab ist an beiden Enden frei beweglich:

$$P = \pi^2 \frac{E\,J}{l^2}.$$

3) Der Stab ist am unteren Ende fest eingespannt, am oberen frei beweglich, aber in der ursprünglichen Richtung der Stabachse geführt:

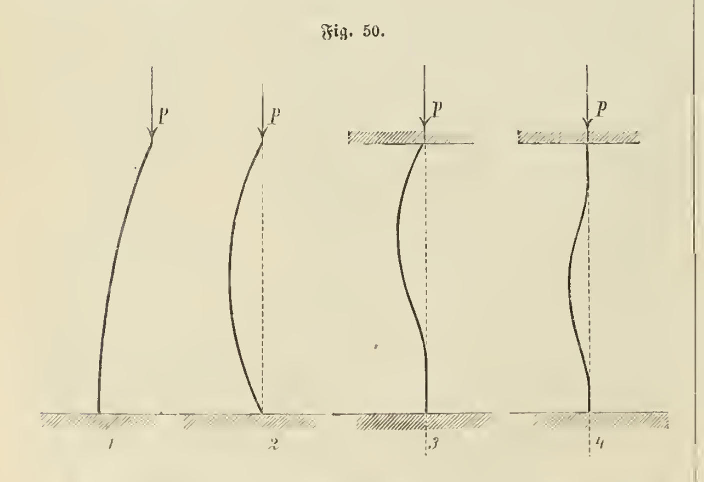
$$P = 2\,\pi^2 \frac{E\,J}{l^2}.$$

4) Der Stab ist an beiden Enden fest eingespannt:

$$P = 4\,\pi^2 \frac{E\,J}{l^2}.$$

Bei den Stützenkonstruktionen des Hochbaus kommen fast nur die Fälle 2 und 3 vor.

Fig. 50.



Da Fall 2 ungünstigere Beanspruchungen liefert, außerdem die untere Einspannung der Stützen nicht immer vollständig zuverlässig ist, so empfiehlt es sich, alle gedrückten Stäbe nach der Formel des Falles 2 zu berechnen. Gewöhnlich ist P und l bekannt, während J bestimmt werden soll, dann schreibt man die Formel

$$J = \frac{P\,l^2}{\pi^2\,E}.$$

Selbstverständlich darf man in Wirklichkeit nicht bis an die Bruchgrenze P herangehen, sondern muß einen von der Zuverlässigkeit des Materials abhängigen Sicherheitsgrad annehmen. Als praktisch brauchbare Formeln haben sich bewährt für:

Schmiedeeisen
bei fünffacher Sicherheit $J = 2{,}5\,P\,l^2$ . . . (8)
Gußeisen
bei sechsfacher Sicherheit $J = 6\,P\,l^2$ . . . (9)
Holz
bei zehnfacher Sicherheit $J = 100\,P\,l^2$ . . . (10)

(Hierin ist P in Tonnen, l in m einzusetzen.)

§ 13.

Schwerpunkte von Querschnittsflächen.

Bei den Berechnungen von Baukonstruktionen, namentlich bei der graphischen Behandlung kommt man häufig in die Lage, den Schwerpunkt zusammengesetzter Flächen ermitteln zu müssen.

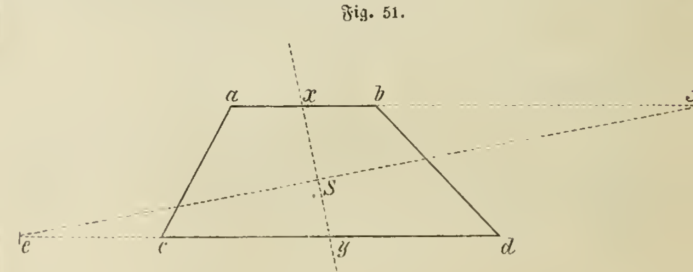
Wir setzen die Kenntnis der Schwerpunktslage bei den einfachen Flächen voraus.

Bei dem Trapez ist der Schwerpunkt nach der in Fig. 51 dargestellten Konstruktion zu ermitteln:

Man zieht die Halbirungslinie x-y, macht e-c = a-b und b-f = c-d und zieht die Linie e-f. Der Schnittpunkt S der Linien x-y und e-f ist der gesuchte Schwerpunkt.

Unregelmäßige zusammengesetzte Flächen teilt man in eine entsprechende Anzahl regelmäßiger Flächen, deren Schwerpunkte bekannt sind. Man wähle dann eine beliebige Achse X-X. Ist x der zu ermittelnde Abstand der durch den Schwerpunkt gehenden zu X-X parallelen Achse, F die

Fig. 51.



Größe der Gesamtfläche, f_1 f_2 f_3 u. s. w. die Größe der Teilflächen, a_1 a_2 u. s. w. der Abstand des Schwerpunkts der Teilflächen von der Achse X-X, so ist

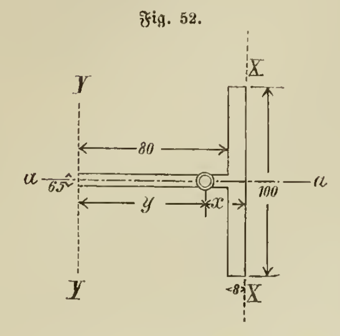
$$x = \frac{f_1 \cdot a_1 + f_2 \cdot a_2 + f_3 \cdot a_3 \ldots}{F}.$$

1. Beispiel: ⊥-förmiger Querschnitt (Fig. 52). Der Schwerpunkt liegt auf der Symmetrieachse a-a. Für

die Achse X-X, welche wir senkrecht zur Symmetrieachse in eine Seite des Querschnitts legen, ist:

$$x = \frac{f_1 a_1 + f_2 a_2}{F}.$$

Fig. 52.



Für die in Fig. 52 angegebenen Abmessungen ist

$$f_1 = 80 . 6{,}5 = 520 \qquad a_1 = \frac{80}{2} + 8 = 48$$

$$f_2 = 100 . 8 = 800 \qquad a_2 = \frac{8}{2} = 4$$

$$F = 1320$$

$$x = \frac{520 . 48 + 800 . 4}{1320} = 21{,}3.$$

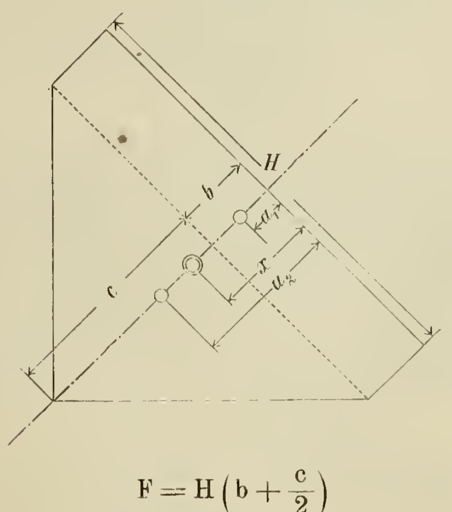
Man hätte ebensogut eine andere Achse, z. B. Y-Y, wählen können. Dann würde

$$y = \frac{520 . 40 + 800 . 84}{1320} = 66{,}7,$$

$$20{,}5 + 67{,}5 = 88.$$

2. Beispiel: Eckpfeiler (Fig. 53).

Fig. 53.



$$F = H\left(b + \frac{c}{2}\right)$$

$$f_1 = b . H$$

$$f_2 = \frac{c . H}{2}$$

$$a_1 = \frac{b}{2}$$

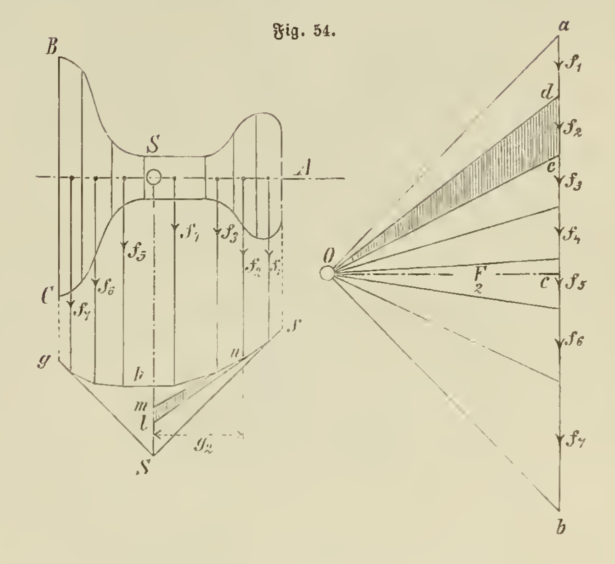
$$a_2 = b + \frac{c}{3}$$

$$x = \frac{\frac{b^2 H}{2} + \frac{c H}{2}\left(b + \frac{c}{3}\right)}{H\left(b + \frac{c}{2}\right)}$$

$$x = \frac{b^2 + c\left(b + \frac{c}{3}\right)}{2b + c}.$$

Für $c = 3{,}0$, $b = 1{,}0$, wird $x = 1{,}4$ m.

Fig. 54.



In vorliegenden Fällen hatten die Flächen stets eine Symmetrieachse. Ist dies nicht der Fall, so hat man die Rechnung auf zwei sich schneidende X-X-Achsen auszuführen. Der Schwerpunkt liegt dann im Schnittpunkt der beiden Schwerpunktsachsen.

In verwickelteren Fällen bedient man sich am besten der graphischen Methode.

In Fig. 54 ist der Schwerpunkt einer Eisenbahnschiene graphisch ermittelt. Man sieht hierbei die Querschnittsfläche als Lastfläche an, teilt sie in eine Reihe paralleler Streifen und konstruirt zu den im Schwerpunkt jedes Streifchens angebrachten Kräften das Seilpolygon. Die Mittelkraft S-S schneidet die Symmetrieachse A im Schwerpunkt.

§ 14.

Trägheitsmomente der Querschnittsflächen.

Wie wir bereits im § 11 gesehen haben, ist das Trägheitsmoment eine rein geometrische Größe, welche nur von

der Form des Querschnitts und der Lage der Achse, auf welche das Moment bezogen wird, abhängig ist.

Für die Berechnungen der Konstruktionen kommen hierbei nur die Trägheitsmomente in Betracht, welche sich auf Schwerpunktsachsen beziehen, da die neutrale Achse stets durch den Schwerpunkt der Querschnittsfläche geht. Die Ermittelung dieser Trägheitsmomente wird jedoch in vielen Fällen dadurch vereinfacht, daß man erst das Trägheitsmoment T für eine zur neutralen Achse parallele Achse berechnet und dann aus der Beziehung

$$T = J + F e^2 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (11)$$

das Trägheitsmoment J der neutralen Achse ermittelt. In vorstehender Gleichung bedeutet

T = Trägheitsmoment einer zur neutralen Achse parallelen Achse.

J = Trägheitsmoment für die neutrale Achse.

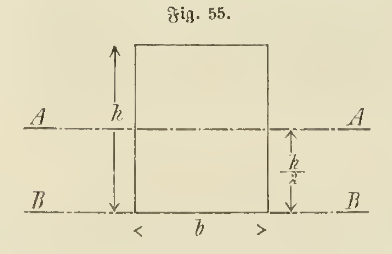
F = Querschnittsfläche.

e = Abstand der beiden Achsen.

Beispiel: Für das Rechteck hatten wir in § 11 gefunden:

$$J = \frac{b\,h^3}{12} \text{ (bezogen auf die Achse A-A, Fig. 55).}$$

Fig. 55.



Für die Achse B-B wird $T = \frac{b\,h^3}{12} + b \,.\, h \frac{h^2}{4} = \frac{b\,h^3}{3}$.

Für andere Querschnitte wird J und T am schnellsten mittels Integralrechnung ermittelt. Die Ergebnisse sind in der Querschnittstafel Tabelle 8 zusammengestellt. Da außerdem in den Tabellen der Profileisen die Trägheitsmomente stets ausgerechnet angegeben sind, so wird man nur bei zusammengesetzten Querschnitten in die Lage kommen, das Trägheitsmoment zu ermitteln. Hierbei hat man zu beachten:

Das Trägheitsmoment einer Fläche ist gleich der Summe der Trägheitsmomente der einzelnen Flächenteile. Man zerlegt demnach die zusammengesetzte Fläche in einzelne einfache Flächen, deren Trägheitsmoment bekannt ist und summirt die einzelnen Trägheitsmomente. Letztere müssen selbstredend für ein und dieselbe Achse ermittelt werden. Am häufigsten kommen in der Praxis Berechnungen der Querschnitte von Blech- und Kastenträgern vor, wobei auf den Abzug der Nietlöcher zu rücksichtigen ist.

Beispiele:

1) ⊥-förmiger Querschnitt (Fig. 56).

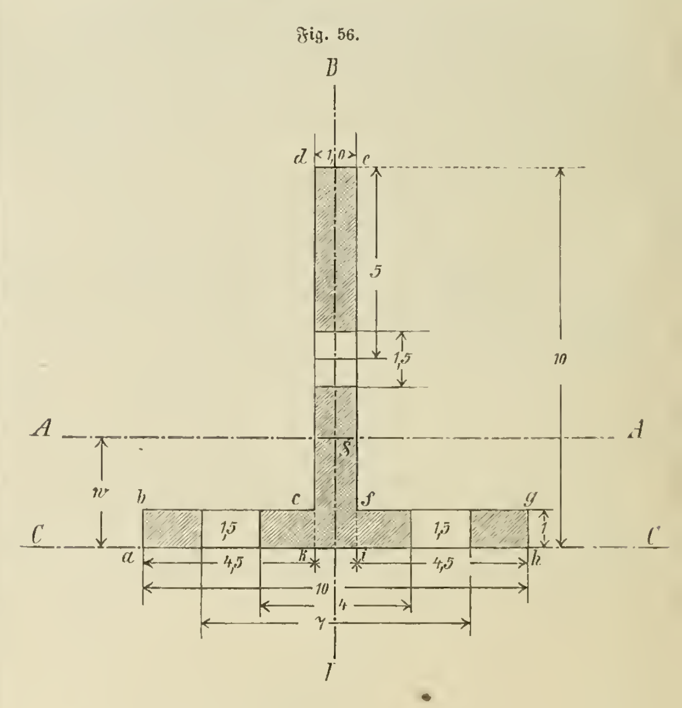
a) Die Kräfte wirken in der Ebene der Hauptachse B-B. Wir berechnen zunächst das Trägheitsmoment für die Achse C-C und zerlegen die Querschnittsfläche in die Rechtecke a-b-c-k, k-d-e-i, i-f-g-h. Dann ist, da nach obigem T_c für das Rechteck $= \frac{b\,h^3}{3}$

$$T_c = \frac{2 \,.\, 4{,}5 \,.\, 1^3}{3} + \frac{1 \,.\, 10^3}{3} = 336$$

und da der Abstand der Achse A-A von C-C = w = 2,87 (nach § 13 zu berechnen)

$$J = T_c - F\,e^2 = 336 - 19 \,.\, 2{,}87^2 = 180.$$

Fig. 56.



Sind Nietlöcher in den Horizontalschenkeln abzuziehen, so muß erst die Schwerpunktslage des geschwächten Querschnitts nach § 13 ermittelt werden und zwar ergibt sich der Abstand des Schwerpunktes von der C-C-Achse = w = 3,31 bei 1,5 cm starken Nieten.

$$\text{Dann ist } T_c = 336 - \frac{2 \,.\, 1{,}5 \,.\, 1^3}{3} = 335 \text{ und}$$

$$J = 335 - 16 \,.\, 3{,}31^2 = 160.$$

Sitzt das Nietloch in der Mitte des vertikalen Schenkels, so wird

$$w = 2{,}69;\; F = 17{,}5;\; T_c = 336 - \left(\frac{5{,}75^3 - 4{,}25^3}{3}\right) = 298$$

und $J = 298 - 17{,}5 \,.\, 2{,}69^2 = 171.$

Das kleinste Widerstandsmoment beträgt nach Gleich. 4

ohne Nietabzug $= \dfrac{180}{10 - 2{,}87} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . = 25$

bei Nietabzug im Horizontalschenkel $= \dfrac{160}{10 - 3{,}31} = 24$

bei Nietabzug im Vertikalschenkel $= \dfrac{171}{10 - 2{,}69} = 23^1/_2$

Wirken die Kräfte in der A-A-Ebene, so ist B die neutrale Achse. Der Querschnitt liegt dann zur neutralen Achse symmetrisch. In diesem Fall berechnet man direkt die J der einzelnen Flächen. Es ist

$$J = \frac{1 \,.\, 10^3}{12} + \frac{9 \,.\, 1^3}{12} = 83{,}3 + 0{,}75 = 84.$$

Man sieht, daß der Anteil des horizontalen Schenkels so klein ist, daß er bei überschläglicher Berechnung vernachlässigt werden kann. Hieraus folgt die Regel: Bei überschläglichen Berechnungen braucht man diejenigen Querschnittsteile, welche nur geringen Abstand von der neutralen Achse besitzen, nicht zu berücksichtigen.

Der Nietlochabzug in den Horizontalschenkeln beträgt:

$$i = \frac{1}{12} (7{,}0^3 - 4{,}0^3) = 23;$$

mithin J des geschwächten Querschnitts

$$J = 84 - 23 = 61;$$

Nietabzug in dem vertikalen Schenkel

$$i = \frac{1{,}5 \,.\, 1^3}{12} = 0{,}13$$

kann vernachlässigt werden.

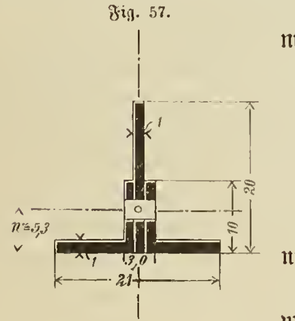


Fig. 57.

Es beträgt das Widerstandsmoment:

ohne Nietabzug $= \dfrac{84}{5} = 17,$

mit Nietabzug $= \dfrac{61}{5} = 12.$

2) Zusammengesetzter ⊥-förmiger Querschnitt (Fig. 57):

Das Verfahren ist dasselbe wie bei 1.

$$T = \frac{2 \,.\, 9 \,.\, 1{,}0^3 + 2 \,.\, 1{,}0 \,.\, 10{,}0^3 + 1 \,.\, 20^3}{3} = 3340$$

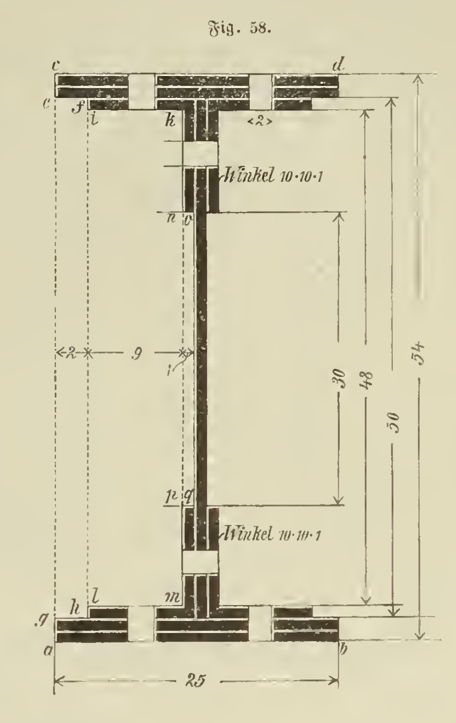
$$J = T - F\,e^2 = 3340 - 58 \,.\, 5{,}3^2 = 1710$$

$$W = \frac{1710}{20 - 5{,}3} = 116.$$

Der Nietabzug kann vernachlässigt werden, da er genau in die neutrale Achse fällt. Im übrigen ist die Behandlung dieselbe wie unter 1.

3) Zusammengesetzter I-förmiger Querschnitt (Fig. 58). Man bildet zuerst J des Rechtecks a-b-c-d und zieht hiervon das Trägheitsmoment der Rechtecke e-f-g-h, i-k-l-m, n-o-p-q ab.

Fig. 58.



$$J_0 = \frac{1}{12} \left\{ 25 \,.\, 54^3 - (4 \,.\, 50^3 + 18 \,.\, 48^3 + 2 \,.\, 30^3) \right\}$$
$$= 116000.$$

Nietabzug im horizontalen Schenkel:

$$i_1 = \frac{4}{12} (54^3 - 48^3) = 15\,620,$$

im vertikalen Schenkel:

$$i_2 = \frac{3}{12} (42^3 - 38^3) = 4800$$

$$J_1 = 116\,000 - 15\,620 = 100\,380$$

$$J_2 = 116\,000 - 4800 = 111\,200$$

$$W_0 = \frac{116\,000}{27} = \text{rund } 4300$$

$$W_1 = \frac{100\,380}{27} = 3720$$

$$W_2 = \frac{111\,200}{27} = 4120.$$

Man beachte wohl, daß es nicht in gleicher Weise, wie bei den Trägheitsmomenten, angängig ist, direkt die Widerstandsmomente der einzelnen Rechtecke nach der Formel $W = \frac{b\,h^2}{6}$ zu bilden und zu summiren.

4) Trägheitsmomente unregelmäßiger Flächen ermittelt man am besten graphisch.

Bezeichnet man den Inhalt der in Fig. 54 von dem Seilpolygon f, S, g, h, f eingeschlossenen Fläche mit F_1, die Querschnittsfläche der Eisenbahnschiene mit F, so ist das Trägheitsmoment dieser Fläche, bezogen auf die Schwerlinie S-S:

$J = F \, . \, F_1$, wenn der Polabstand $o\text{-}c = \frac{F}{2}$ gewählt wird.

Beweis: Zwischen den im Seil- und Kräftepolygon schraffirten ähnlichen Dreiecken besteht die Beziehung:

$$\frac{m\,l}{y_2} = \frac{d\,e}{o\,c} \text{ und da } d\,e = f_2,\ o\,c = \frac{F}{2}$$

$$\frac{m\,l}{y_2} = \frac{f_2}{\frac{1}{2}F} \quad \text{oder } m\,l\,\frac{y_2}{2} = \frac{f_2 \cdot y_2^{\,2}}{F} = \triangle\, l\,m\,n.$$

Die Summe aller von den Seiten des Seilpolygons eingeschlossenen Dreiecke ist nun $= F_1$

$$\text{mithin } F_1 = \frac{1}{F}\,\Sigma f y^2$$

$$\text{und da } \Sigma f y^2 = J \;\Big\|\; F_1 = \frac{J}{F} \qquad \mathbf{J = F \, . \, F_1} \;.\; (12)$$

Drittes Kapitel.

Eisenverbindungen.

§ 1.

Die verschiedenen Verbindungsarten.

Das Eisen besitzt eine viel größere Verbindungsfähigkeit, als Stein und Holz. Während die Stein- und Holzverbindungen in der Regel nur eine Beanspruchung auf Druck zulassen, können zwei Eisenstücke derart zu einem Ganzen verbunden werden, daß die Stoßstelle dieselben Beanspruchungen aushalten kann, wie die nicht gestoßenen Teile. — Von den in der Schlosserei gebräuchlichen, den Holzverbindungen nachgebildeten Überblattungen, Verkämmungen u. a. der Eisenstäbe kann hier abgesehen werden, ebensowenig können wir uns mit den durch Schweißen und Löten hergestellten Verbindungen beschäftigen.[1]) Alle diese Verbindungsarten sind bei tragenden Baukonstruktionen auszuschließen. Für unsere Zwecke sind lediglich die Niet- und Schraubenverbindungen von Interesse. Die Nietverbindungen sind nur bei Schmiedeeisen und Stahl anwendbar; gußeiserne Teile dürfen nur verschraubt werden, da das Material zu spröde ist, um die beim Nieten auszuführenden Hammerschläge mit Sicherheit auszuhalten. Bei Schmiedeeisen ist dagegen die Vernietung stets der Verschraubung vorzuziehen. Letztere ist nur dann anzuwenden, wenn die Verbindung nicht fest, sondern beweglich, lösbar und nachstellbar sein soll, oder in den Fällen, in welchen Nietungen des beschränkten Raumes halber nicht ausführbar sind. Außerdem sind Schrauben dann anzuwenden, wenn die Bolzen nicht nur auf Abscherung, sondern auch auf Zug beansprucht werden (vergl. Seite 39, Fig. 62).

1) Siehe hierüber: Gottgetreu, Lehrbuch der Hochbaukonstruktionen, 3. Teil, Seite 119.

§ 2.

Ausführung der Nietungen.

Der Nietbolzen besteht aus dem Schaft und dem Kopf. Der Schaft hat kreisförmigen Querschnitt, dessen Durchmesser in der Regel gleich der doppelten Stärke der einzelnen zu verbindenden Platten gemacht wird. Die Länge des Schaftes ist so zu bemessen, daß aus dem überstehenden Ende ein zweiter Kopf geformt werden kann. Fig. 59 zeigt die Gestalt des Niets vor, Fig. 60 nach der Vernietung. Der Kopf erhält am besten eine annähernd halbkugelförmige Gestalt von den aus Fig. 59 ersichtlichen Abmessungen. Der Übergang zwischen Kopf und Schaft ist durch ein kegelförmiges Stück, welchem eine ebensolche Ausweitung des Nietloches entspricht, auszurunden. In manchen Fällen ist der Kopf hinderlich (z. B. bei Lagerplatten), alsdann bedient man sich des in Fig. 61 dargestellten Nietbolzens mit versenktem Kopf.

Die Nietschäfte werden 5 Proz. kleiner hergestellt, als die Nietlöcher, damit das warm einzuführende Niet bequem durchgesteckt werden kann.

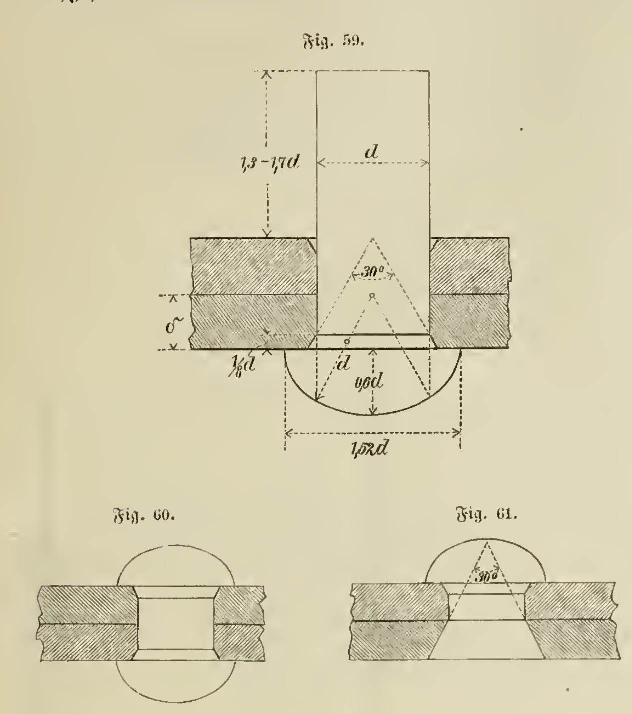


Fig. 59.

Fig. 60.

Fig. 61.

Die Löcher können durch Stanzen (Durchstoßen) oder Bohren mit dem Drehbohrer hergestellt werden. Das Stanzen ist bei allen auf Festigkeit beanspruchten Teilen zu verbieten, da die Eisenstücke darunter leiden. Flußeisen reißt bei dem Stanzen sogar vielfach auf.

Das Stanzen ist daher nur bei Schweißeisen und auch hier nur bei kleinen (bis 1 cm weiten) Nietlöchern, sowie bei solchen Konstruktionsteilen zu gestatten, welche aus praktischen Gründen einen größeren als den rechnungsmäßig erforderlichen Querschnitt erhalten müssen.

Bei Ausführung der Vernietung werden zunächst die zu verbindenden Teile durch Schraubenbolzen zusammengeschraubt. Danach werden etwaige Unregelmäßigkeiten in den Lochungen, welche jedoch höchstens bis 5 Proz. des Nietdurchmessers betragen dürfen, mit der Rundfeile, oder mittels Durchtreiben eines eisernen Dornes beseitigt. Unmittelbar vor der Vernietung wird der Nietbolzen bis zur Weißglut erhitzt und dann in stark rotglühendem Zustand in das Nietloch eingeführt.

Während nun von der einen Seite ein Arbeiter mittels eines entsprechend gebildeten Vorsetzers gegen den Nietkopf des eingeschobenen Nietbolzens einen starken Druck ausübt, wird auf der entgegengesetzten Seite von zwei weiteren Arbeitern der glühende Nietbolzen durch Hämmern aufgestaucht, nachdem vorher die zu verbindenden Bleche durch Hammerschläge fest gegeneinander getrieben wurden. Zuletzt wird auf den noch glühenden aufgestauchten Nietbolzen der sogenannte Setzhammer (das Gesenke) aufgesetzt, welcher den Abdruck des Nietkopfes enthält. Auf den Setzhammer wird dann so lange mit anderen Hämmern geschlagen, bis ersterer alles Material des Nietbolzens bedeckt hat und fest auf dem Bleche aufliegt. Nach der Vernietung müssen die beiden Nietköpfe genau gegenüber und satt auf den Blechen aufsitzen.

Sind die Nietköpfe gegeneinander verschoben, oder Zwischenräume zwischen Kopf und Blech vorhanden, so ist das Niet abzuschlagen und durch ein neues zu ersetzen.

Wie bei allen anderen gewerblichen Erzeugnissen hat es auch bei den Vernietungen nicht an Versuchen gefehlt, anstatt der Handarbeit Maschinenarbeit einzuführen. Derartige Maschinen können jedoch nur dann von Nutzen sein, wenn es sich um Herstellung von großen Mengen gleichartiger Stücke handelt. Für Hochbauzwecke kommen dieselben, wenigstens zur Zeit, nicht in Betracht.

Während des Erkaltens zieht sich der Nietbolzen zusammen, wodurch die vernieteten Bleche fest aneinander gepreßt werden. Die hierdurch hervorgerufene Reibung zwischen den vernieteten Teilen beträgt nach Versuchen 1200—1300 kg für das qcm, so daß bei gut ausgeführter Nietung innerhalb der zulässigen Inanspruchnahme die Reibung allein zur Kraftübertragung genügt und das Nietmaterial auf Abscherung nicht in Anspruch genommen wird. Wegen der in dem Niet infolgedessen herrschenden großen Zugspannung ist es nicht rätlich, Niete da anzuwenden, wo dieselben auf Zug beansprucht werden, wie dies bei den Nieten a-a in Fig. 62 der Fall ist.

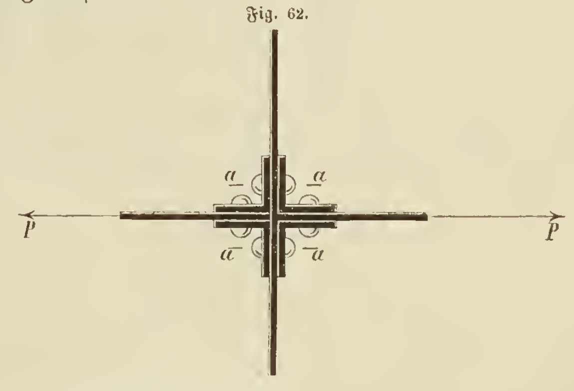


Fig. 62.

Aus demselben Grunde darf die Stärke sämtlicher mit einem Niet zu verbindender Bleche nicht mehr, als das $2\frac{1}{2}$fache des Nietdurchmessers betragen, da sonst die Gefahr des Abspringens der Nietköpfe vorliegt. — Ferner eignet sich die warme Vernietung nur bei Nietstärken zwischen 12 und 30 mm. Kleinere Niete werden kalt vernietet.

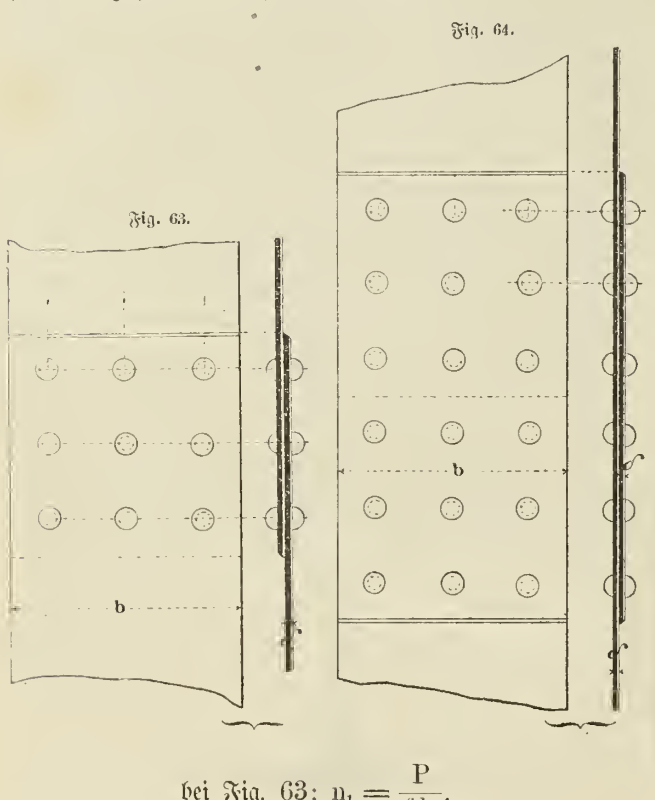
In allen Fällen, in welchen sich diese Bedingungen durch entsprechende Anordnung nicht erreichen lassen, ist der Ersatz der Niete durch Schraubenbolzen vorzunehmen.

§ 3.

Zahl und Stärke der Niete.

Man unterscheidet ein- und zweischnittige Nietverbindungen (mehrschnittige Nietverbindungen kommen selten vor und können auf ein- und zweischnittige Niete zurückgeführt werden), je nachdem zur Lösung der Verbindung ein oder zwei Nietquerschnitte abgeschoren werden müssen.

Die Fig. 63 und 64 stellen einschnittige, Fig. 65 und 66 zweischnittige Nietverbindungen dar. Ist k die zulässige Scherbeanspruchung des Niets, f die Querschnittsfläche, so ist die Anzahl n der erforderlichen Niete



bei Fig. 63: $n_1 = \frac{P}{f\,k}$,

bei Fig. 64: $n_2 = \frac{P}{2\,f\,k}$.

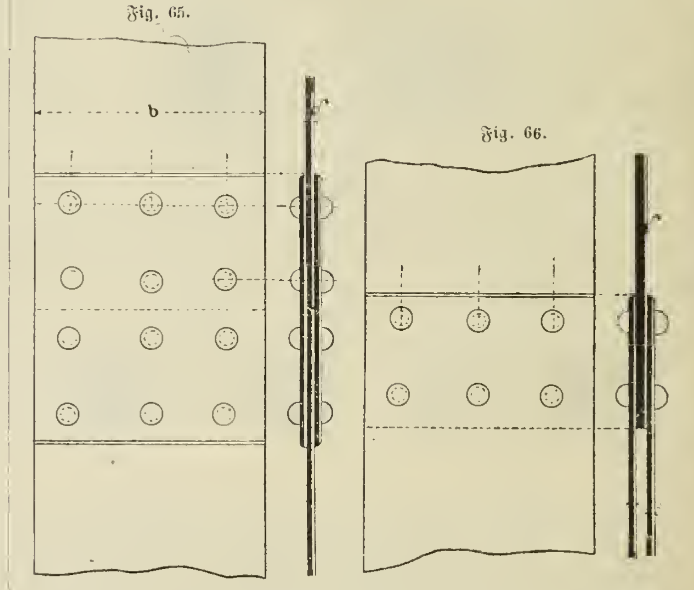
f ist $= \frac{\pi\,d^2}{4}$, wenn d den Nietdurchmesser bezeichnet. Die zulässige Scherfestigkeit des Schmiedeeisens ist $= {}^4/_5$ der Zugfestigkeit[1]) $= \frac{4}{5}\,750 = 600$ kg für das qcm anzunehmen. Mit Rücksicht auf die zu Gunsten der Nietfestigkeit auftretende Reibung zwischen den verbundenen Teilen und auf die besonders gute Beschaffenheit des zum Nieten verwendeten Eisens kann man k etwas höher annehmen, wodurch man den abgerundeten Ausdruck:

$$f\,k = \frac{3{,}14}{4}\,.\,d^2\,.\,635 = 500\,d^2 \text{ erhält,}$$

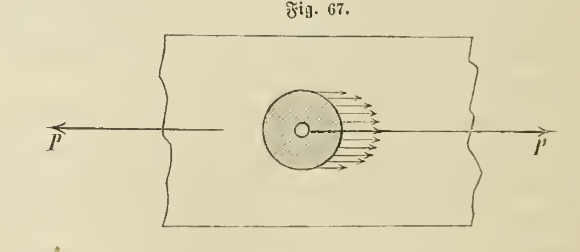
mithin: $\mathbf{n_1} = \frac{\mathbf{2\,P}}{\mathbf{d^2}}$ . . . . (1)

$\mathbf{n_2} = \frac{\mathbf{P}}{\mathbf{d^2}}$ . . . . (2)

Hierin ist P in Tonnen, d in cm einzusetzen.



Bei allen im Verhältnis zum Nietdurchmesser schwachen Blechen ist außerdem zu untersuchen, ob der Druck, welchen der Nietbolzen auf die Lochwand ausübt (Fig. 67), nicht zu groß ist.



Theoretischen und praktischen Untersuchungen zufolge kann man annehmen, daß die Lochwandfläche $= \frac{\pi\,d}{2}\,\delta$ ($d =$ Nietdurchmesser, $\delta =$ Blechstärke) im stande ist einen Druck von $1{,}5\,d\,\delta$ Tonnen mit Sicherheit aufzunehmen. Mithin ist die für eine Kraft P erforderliche Nietzahl mit Rücksicht auf Lochwanddruck

$\mathbf{n_3} = \frac{\mathbf{2\,P}}{\mathbf{3\,d\,\delta}}$ Hierin ist P in Tonnen, d und δ in cm einzusetzen. . . (3)

---

1) Bei nachstehenden Berechnungen über Niete und Schrauben ist die zulässige Inanspruchnahme auf Zug und Druck durchweg nur zu 750 kg für das qcm angenommen, da bei diesen Befestigungsteilen eine größere Sicherheit am Platze scheint.

Der Lochwanddruck kommt namentlich bei zweischnittigen Nietverbindungen in Frage, weil in diesen Fällen das Mittelblech (Fig. 65 und 66) die doppelte Beanspruchung der Seitenbleche auszuhalten hat. Man wird daher, um an Nieten zu sparen, das Mittelblech stärker machen, wie die Seitenbleche. Damit die Anzahl n in diesen Fällen bei Berechnung auf Abscheren ebenso groß wird, wie bei der Berechnung auf Lochwanddruck, muß

$$n_2 = n_3 \text{ oder } \frac{P}{d^2} = \frac{2\,P}{3\,d\,\delta}$$

sein. Hieraus folgt die entsprechende Blechstärke

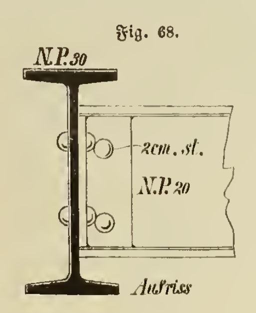
$$\delta = \frac{2}{3}\,d\text{[1]) bei zweischnittigen Nieten} \quad . \quad . \quad (4)$$

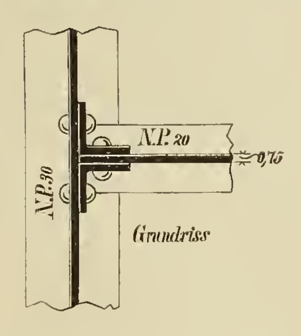
$$\text{und } \delta = \frac{d}{3} \text{ bei einschnittigen Nieten} \quad . \quad . \quad . \quad (5)$$

Beispiel (Fig. 68):

Ein I-Träger Nr. 20 soll mittels Winkeleisen an einen I-Träger Nr. 30 angeschlossen werden. Der zu übertragende Auflagerdruck beträgt P = 2,5 t.

Fig. 68.





Die Niete im Träger Nr. 20 werden zweischnittig, diejenigen im Träger Nr. 30 einschnittig beansprucht. Nietstärke d = 2 cm.

Auf Abscheren ist:

$$\text{nach Gleichung (1) } n_1 = \frac{2\,.\,2{,}5}{2\,.\,2} = 2 \text{ Niete im Träger Nr. 30}$$

$$\text{nach Gleichung (2) } n_2 = \frac{2{,}5}{2\,.\,2} = 1 \text{ Niet im Träger Nr. 20.}$$

Mit Rücksicht auf Lochwanddruck ist dagegen bei Träger Nr. 20, dessen Stegstärke = 0,75 cm

$$\text{nach Gleichung (3) } n_3 = \frac{2\,.\,2{,}5}{3\,.\,2\,.\,0{,}75} = 2,$$

bei Träger Nr. 30, dessen Stegstärke = 1,1 cm

$$n_3 = \frac{2\,.\,2{,}5}{3\,.\,2\,.\,1{,}1} = 1.$$

Es sind also anzubringen im Träger Nr. 20 mit Rücksicht auf Lochwanddruck 2 Niete, im Träger Nr. 30 mit Rücksicht auf Abscheren 2 Niete.

Bei demselben Beispiel betrage die Nietstärke = 1,6 cm, dann ist:

$$n_1 = \frac{2\,.\,2{,}5}{1{,}6\,.\,2} = 2 \text{ Träger Nr. 30,}$$

$$n_2 = \frac{2{,}5}{1{,}6\,.\,2} = 1 \text{ Träger Nr. 20,}$$

$$n_3 = \frac{2\,.\,2{,}5}{3\,.\,1{,}6\,.\,0{,}75} = 2 \text{ Träger Nr. 20,}$$

$$n_3 = \frac{2\,.\,2{,}5}{3\,.\,1{,}6\,.\,1{,}1} = 1 \text{ Träger Nr. 30,}$$

mithin das gleiche Ergebnis, wie bei 2 cm starken Nieten. Wenn daher keine weiteren Rücksichten obwalten, sind 16 mm starke Niete vorzuziehen, da dann kleinere Anschlußwinkel verwendet werden können.

Die Stärke der Niete wähle man im allgemeinen

$$d = 2\,\delta \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (6)$$

Je nach der Größe der Konstruktionen wird δ zwischen 7 und 13 mm und demnach der Nietdurchmesser zwischen 14 und 26 mm schwanken, es ist jedoch zu empfehlen, mit Rücksicht auf eine leichtere Überwachung der Ausführung nicht mehr als zwei verschiedene Nietstärken bei einer Konstruktion zu verwenden, auch wird man fast in allen Fällen mit den Nietstärken 16, 20 und 24 mm auskommen können. Selbstredend kommen bei manchen Ausführungen, wie Fenstern, Oberlichtern u. a. noch kleinere Blech- und Nietstärken vor, in diesen Fällen kommt jedoch die Festigkeit der Nietverbindung gegenüber anderen praktischen Umständen nicht in Betracht. Außer nach der Blechstärke hat sich die Wahl des Nietdurchmessers auch nach der Breite der Flanschen der zur Verwendung kommenden Profileisen zu richten. Letztere soll wenigstens = 3 d betragen. Nr. 6½ ist demnach das kleinste L-eisen, bei welchem noch 20 mm, Nr. 5 das kleinste, bei welchem noch 16 mm starke Niete verwendet werden können.

1) Rätlicher ist es δ etwas größer = ¾ d zu wählen.

§ 4.
Verteilung der Niete.

Das Verständnis für eine zweckmäßige Nietverteilung wird erleichtert, wenn man sich vorstellt, daß die von jedem Niet zu übertragende Kraft von einem das Niet umwindenden Stabstreifen aufgenommen wird, dessen Querschnitt $2 . f = \frac{D}{k}$, wenn D die von einem Niet zu übertragende Kraft, k die zulässige Beanspruchung des Blechs ist (Fig. 69, 70, 71). Bei einschnittigen Nieten ist $D = \frac{d^2}{2}$, bei zweischnittigen Nieten $D = d^2$ Tonnen. Wird $k = 0{,}75$ t für das qcm gesetzt und ist β die Breite des Stabstreifens, so wird demnach bei einschnittigen Nieten

$$2 . \beta . \delta = \frac{d^2}{1{,}5}, \text{ oder } \beta = \frac{d^2}{3\,\delta}$$

bei doppelschnittigen Nieten

$$\beta = \frac{2\,d^2}{3\,\delta}.$$

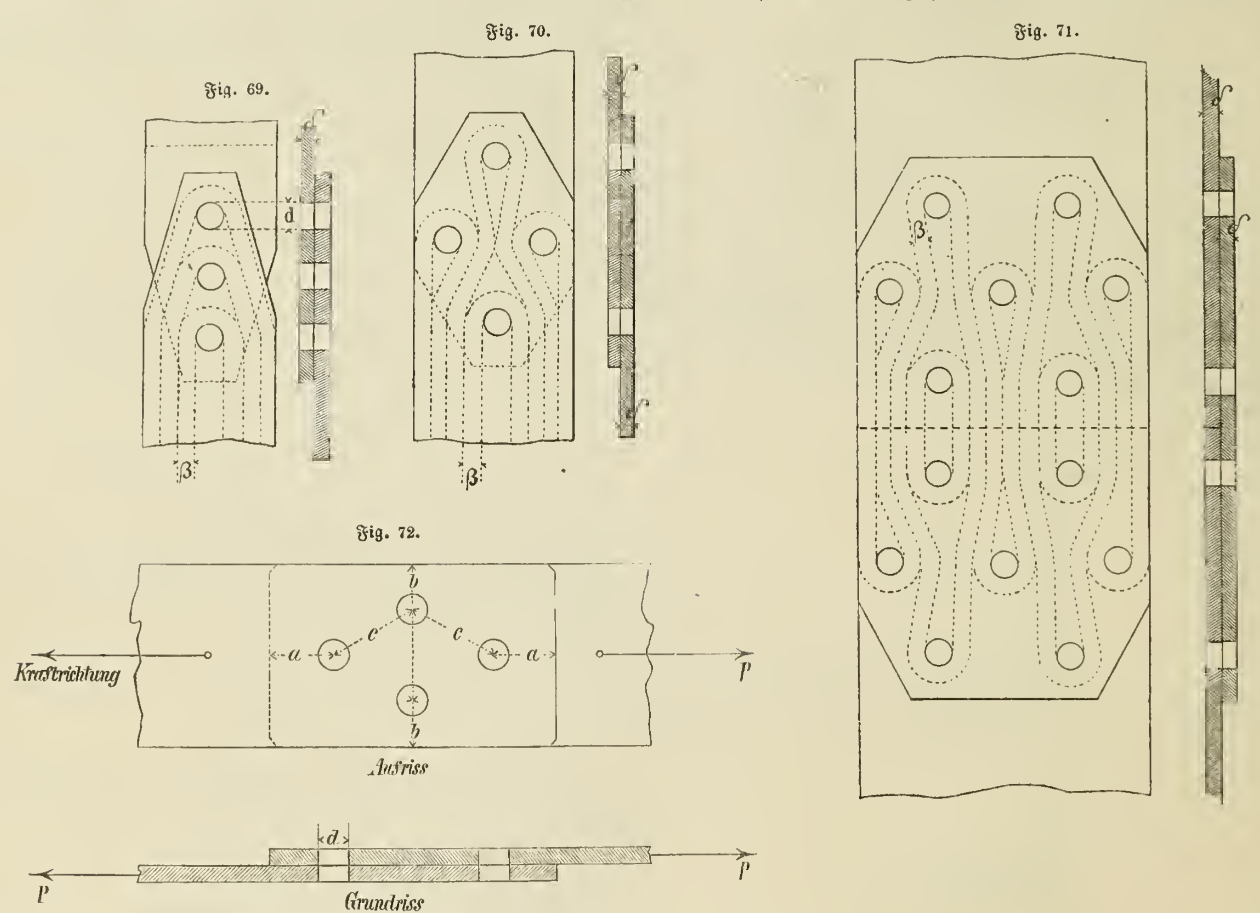
Für den praktischen Gebrauch ist jedoch eine derartige Ermittelung der Nietverteilung zu umständlich, man hält sich hierbei einfacher an die nachfolgenden durch Theorie und Versuche bestätigten Regeln.

Bezeichnet (Fig. 72)

a den Abstand der Nietmitte vom Blechrand in der Kraftrichtung gemessen,

b den Abstand der Nietmitte vom Blechrand senkrecht zur Kraftrichtung gemessen,

e die kleinste Entfernung zweier Nietmitten voneinander



so wähle man

$$\left.\begin{array}{l} a \geqq 2{,}0\, d \\ b \geqq 1{,}5\, d \\ e \geqq 3{,}0\, d \end{array}\right\} \text{bei ein- und zweischnittigen Nieten.}^{1)} \quad \begin{array}{r} (7) \\ (8) \\ (9) \end{array}$$

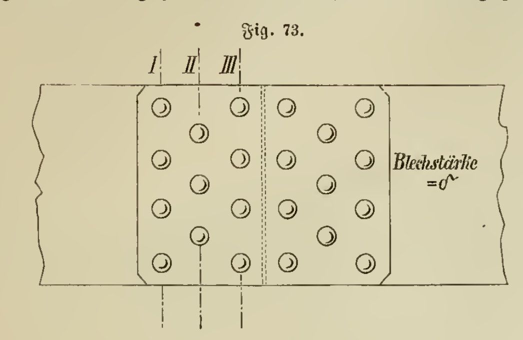
Die sich hieraus ergebenden kleinsten Abstände sind nur bei beschränkten Verhältnissen anzuwenden, läßt der Raum es zu, so wähle man größere Abstände.

Bei der Anordnung der Niete ist außerdem auf die Schwächung des Stabquerschnittes durch die Nietlöcher Rücksicht zu nehmen. In dieser Hinsicht ist die Anordnung der Niete des auf Zug beanspruchten Stabes in Fig. 73 viel

1) Bei letzteren unter der Voraussetzung, daß bei Bestimmung der Nietzahl der Lochwanddruck berücksichtigt wurde.

ungünstiger, als die Anordnung in Fig. 74. Bei Fig. 73 ist der Nutzquerschnitt um 4 d δ qcm kleiner, als der Bruttoquerschnitt, während in Fig. 74 Nutz- und Bruttoquerschnitt nur um d δ verschieden sind. Die Kraftübertragung erfolgt aber bei Fig. 74 ebenso sicher, wie bei Fig. 73.

Fig. 73.



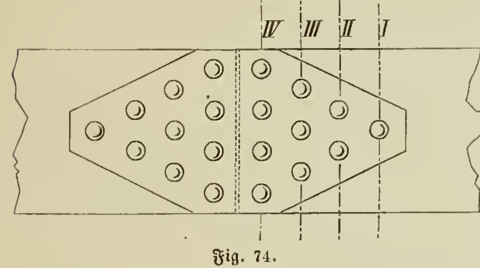


Fig. 74.

Es sei $P = 20$ t
$d = 2$ cm
$\delta = 1$ cm
mithin n bei einschnittigem Niet

$$= \frac{2 \cdot 20}{2 \cdot 2} = 10.$$

Für die Kraft $P = 20$ t ist, wenn $k = 0{,}75$ t für das qcm, ein Nutzquerschnitt von $\frac{20}{0{,}75} = 27$ qcm oder, da $\delta = 1$, eine ungeschwächte Breite von 27 cm erforderlich. Demnach wird die Bruttobreite bei Fig. 73 $B = 27 + 4 \cdot 2 = 35$ cm,
bei Fig. 74 $b = 27 + 2 = 29$ cm.

Die Materialverschwendung der Anordnung in Fig. 73 gegen Fig. 74 beträgt mithin rund 20 Proz. Jedes Niet überträgt den 10. Teil von P an das Anschlußblech. Es beträgt daher die in den Querschnitten I, II, III, IV zu übertragende Kraft und die Leistungsfähigkeit des Querschnitts nach Abzug der Nietlöcher:

Querschnitt	bei Anordnung der Niete in Fig. 73		Fig. 74	
	zu übertragende Kraft	Leistungsfähigkeit des Nutzquerschnitts	zu übertragende Kraft	Leistungsfähigkeit des Nutzquerschnitts
	Tonnen		Tonnen	
I	20	20	20	20
II	12	22	18	18,8
III	6	20	14	17,2
IV	—	—	8	15,7

Hieraus folgt die Regel:

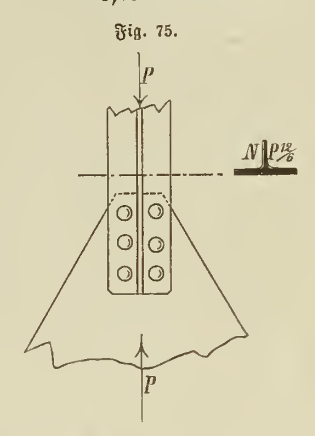
Bei den an der Nietstelle voll in Anspruch genommenen Querschnitten setze man in die erste Nietreihe nur ein Niet; in jede folgende, soweit die Stabbreite dies zuläßt, je ein Niet mehr.

Ist der Querschnitt an der Nietstelle übermäßig groß, z. B. bei auf Knicken berechneten Stäben, so kann man selbstredend so viele Niete in die erste Reihe setzen, als der überschüssige Teil des Querschnitts zuläßt.

Beispiel (Fig. 75):

Ein ⊥-Eisen Nr. 12/6 wird durch eine Kraft $P = 9{,}0$ t auf Druck beansprucht. Der erforderliche Nutzquerschnitt an der Nietstelle ist $= \frac{9{,}0}{0{,}75} = 12$ qcm.

Fig. 75.



Mit Rücksicht auf Ausknicken mußte jedoch das genannte Profileisen, dessen Querschnitt = 17 qcm, gewählt werden. Mithin Überschuß = 17 — 12 = 5 qcm, und da $\delta = 1$, so ist die überschüssige Breite = 5 cm.

Es können mithin, wenn $d = 2$ cm, in die erste Reihe 2 Niete gesetzt werden. Im ganzen sind erforderlich

$$n = \frac{2 \cdot 9}{2 \cdot 2} = 5 \text{ Niete.}$$

Der Symmetrie halber werden 6 Niete angebracht.

* * *

Zur Erleichterung der Ermittelung der Nietzahl und der Abmessungen der Vernietungen dient Tabelle 24 des Anhangs, in welcher die Werte von P, a, b und e entsprechend den Gleichungen 1—9 für verschiedene Werte von d und δ berechnet sind.

§ 5.

Stoßverbindungen.

Die gewalzten schmiedeeisernen Bleche und Stäbe werden nur bis zu bestimmten Längen geliefert. Erfordert die Konstruktion größere Längen, so sind zwei gleiche Stäbe

stumpf aneinanderzustoßen und mittels Deckblechen (Laschen) zu verbinden. Eine solche Verbindung heißt Stoßverbindung.

Grundregel:

1) Sind die Stäbe nur auf Zug, oder Druck beansprucht, so muß der Querschnitt der Stoßlaschen mindestens gleich dem Querschnitt des gestoßenen Stabes sein.

2) Sind die Stäbe auf Biegung beansprucht, so muß das Widerstandsmoment der Stoßlaschen mindestens gleich dem Widerstandsmoment des gestoßenen Stabes sein.

a. Stoß der Bleche.

Blechstöße kommen nur bei den Blechwänden der genieteten Träger vor. Das Blech wird hier teils auf Biegung, teils auf Abscheren beansprucht. Die theoretischen Untersuchungen über Zahl und Stärke der Niete führen zu keinem praktisch brauchbaren Ergebnis. Man beachte daher die folgenden Erfahrungsregeln:

Ist die Blechwand auf einer Seite in ganzer Höhe frei, wie bei dem Kastenträger, so wähle man eine einseitige von innen aufgelegte Stoßlasche von gleicher Stärke wie die Blechwand (Taf. 1, Fig. 1). Ist dagegen die Blechwand oben und unten auf beiden Seiten mit Winkeleisen gesäumt, wie beim einfachen genieteten Träger, so deckt man jede Seite des Bleches mit einer Stoßlasche von gleicher Stärke, wie die Blechwand, aber nur von einer Höhe gleich dem zwischen den Schenkeln der Winkeleisen verbleibenden Zwischenraum (Taf. 1, Fig. 2).

Den Nietdurchmesser wähle man = 20 mm bei den gewöhnlich 10 mm starken Blechen. Dann ist die erforderliche Nietzahl auf jeder Seite des Stoßes:

$$\text{bei einfachen Laschen } n = \frac{h}{4},$$

$$\text{bei Doppellaschen } n = \frac{h}{6},$$

worin h die volle Höhe der Blechwand in cm.

Bei Taf. 1, Fig. 1, beträgt die Höhe der Blechwand = 37 cm, mithin die Nietzahl $= \frac{37}{4} = 10$ auf jeder Seite des Stoßes. Bei Fig. 2 wird $n = \frac{48}{6} = 8$, bei Fig. 3 $n = 12$.

Man ordne auf jeder Seite des Stoßes mindestens zwei Nietreihen an und wähle die Nietverteilung den genannten Beispielen auf Taf. 1 entsprechend.

b. Stoß der Flacheisen.

Derartige Stöße kommen, da die Flacheisen neuerdings bis zu 14 m Länge ausgewalzt werden, nur selten vor. Kreuzen sich zwei Flacheisen in einer Ebene, was bei Fachwerkskonstruktionen öfters der Fall, so wird das schwächere der beiden Eisen unterbrochen und der Stoß mittels Doppellaschen gedeckt (Taf. 1, Fig. 4). Bei sich kreuzenden Doppelstäben wird statt der Doppellaschen eine Mittellasche verwendet (Taf. 1, Fig. 5). Damit in letzterem Falle der Lochwanddruck der doppelschnittigen Niete nicht zu groß wird, muß die Stärke der Doppellasche mindestens nach Gleichung 4

$$\delta = \frac{2}{3}\, d$$

werden.

Für $d = 2$ cm wird mithin $\delta = 1{,}4$ cm.

Die Breite des Verbindungsbleches ist in der letzten Nietreihe so zu bemessen, daß der Nutzquerschnitt gleich dem Nutzquerschnitt der gestoßenen Stäbe wird. Mithin

$$b \,.\, 1{,}4 = (8-2)\, 2 \,.\, 1{,}0, \text{ woraus } b = 8{,}6 \text{ cm}$$

und mit Nietloch = 10,6, oder rund 11 cm. Wird verlangt, daß das Stoßblech nur die Breite der Diagonalen habe, so ist dasselbe statt 1,4 cm = 2 cm stark zu wählen, damit es den gleichen Querschnitt, wie die Diagonalen, besitzt. Die Nietzahl folgt dann aus Gleichung 2.

Der Nutzquerschnitt der gestoßenen Diagonalen ist $2 \,.\, (8-2) = 12$ qcm und die dementsprechende Zugkraft $P = 12 \,.\, 750 = 9000$ kg oder 9 Tonnen. Mithin, da die Niete doppelschnittig:

$$n = \frac{9}{2 \,.\, 2} = 3.$$

Gurtplattenstöße sind in Taf. 1, Fig. 6 und Taf. 2, Fig. 1, dargestellt und zwar auf Taf. 1 ein offener, auf Taf. 2 ein verdeckter Plattenstoß. Ein offener Stoß ist vorhanden, wenn die zu stoßende Platte auf einer Seite frei liegt. In diesem Falle wird der Stoß durch eine einseitige Lasche von gleicher Breite und Stärke, wie die zu stoßende Platte gedeckt.

In Taf. 1, Fig. 6, ist der Nutzquerschnitt der Gurtplatte $= (25 - 2 \,.\, 2{,}4)\, 1{,}2 = 24{,}2$ qcm und die dementsprechende Beanspruchung, wenn $k = 0{,}8$ t für das qcm

$$P = 24{,}2 \,.\, 800 = 19\,360 \text{ kg oder } 19{,}4 \text{ t.}$$

Die Nietstärke ist 24 mm und die Tragfähigkeit dieses Niets bei einschnittiger Beanspruchung nach Tabelle 24 = 2,88 t. Mithin Nietzahl

$$n = \frac{19{,}4}{2{,}88} = 7$$

auf jeder Seite des Stoßes.

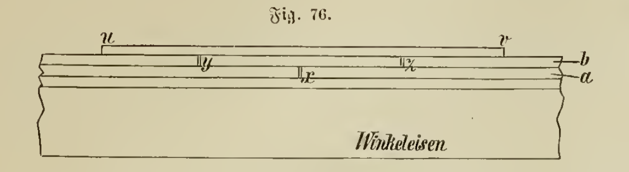
Mit Rücksicht auf symmetrische Anordnung sind 8 Niete gewählt.

Bei dem auf Taf. 2, Fig. 1, dargestellten verdeckten Stoß kann die Decklasche nicht unmittelbar auf die zu stoßende Platte gelegt werden. In diesem Falle ist die Decklasche doppelt so lang und die Nietzahl doppelt so groß

zu machen, als bei dem offenen Stoß. Es ergibt sich dies aus folgender Betrachtung:

Der Stoß liege bei x (Fig. 76). Denkt man sich zunächst die Platte b weg, so ergibt sich ein offener Stoß, der in oben beschriebener Weise durch die Stoßplatte y-z

Fig. 76.

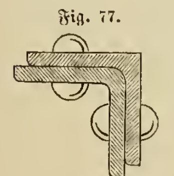


gedeckt wird. Bringt man nun die Platte b wieder an, so muß dieselbe auf der Strecke y-z unterbrochen werden; in y und z entstehen mithin Stöße dieser Kopfplatte, welche durch die Platte u-v gedeckt werden müssen. Demnach ist u-v doppelt so lang wie y-z. Das Material der Deckplatte u-v wird am besten ausgenutzt, wenn man die Stöße der Platte b so anordnet, daß sie mit Punkt y oder z zusammenfallen, dann deckt die Lasche u-v sowohl den Stoß x der Kopfplatte a, als den Stoß y oder z der Kopfplatte b.

c. Stoß der Winkeleisen.

Bei freiliegendem Winkeleisen erfolgt der Stoß durch Decklaschen, welche auf die äußeren Seiten der Schenkel gelegt werden (Taf. 2, Fig. 2a links und 2b). Sind die äußeren Schenkel der Winkeleisen durch andere Bleche verdeckt, so kann man entweder besonders gewalzte Winkeldecklaschen (Taf. 2, Fig. 2a rechts und 2c) verwenden, oder, man ordnet, da derartige Deckwinkel nur selten passend zu haben sind, zwei Laschen auf den inneren Schenkelseiten an (Fig. 2d). Da hierbei die Laschen nicht so lang werden können, wie die Winkelschenkel, so müssen sie entsprechend stärker gehalten werden, damit sie denselben Nutzquerschnitt, wie die zu stoßenden Winkeleisen, besitzen. In Fig. 2d beträgt der Nutzquerschnitt der Winkel $= 10 + 9 - 2{,}4 = 16{,}6$ qcm, die Breite der Laschen $= 8$ cm, mithin folgt deren Stärke aus $2\,(8 - 2{,}4)\,\delta = 16{,}6 \mid \delta = 1{,}48$ cm, dafür 1,5. Statt der in Fig. 2c, Taf. 2, dargestellten besonders gewalzten Deckwinkel kann man in vielen Fällen zweckmäßig auch ein Stück der zu stoßenden Winkeleisensorte selbst verwenden, wobei die äußere scharfe Ecke mit der Feile nach Fig. 77 abgerundet wird.

Fig. 77.



Winkeleisenstöße gehören ebenso wie Flacheisenstöße bei den Hochbaukonstruktionen zu den Seltenheiten, da diese Eisensorten heutzutage bis zu 14 m Länge ausgewalzt werden. Allerdings wird von 8 m Länge ab ein Preisaufschlag erhoben, dafür wird aber mit wegfallendem Stoß das Material der Decklaschen und die Arbeit der Vernietung erspart. — Jedenfalls wird es fast immer möglich sein, den Stoß an einer Stelle anzuordnen, an welcher der volle Querschnitt nicht mehr in Anspruch genommen wird und die Schwächung durch Niete nicht in Betracht kommt.

Stöße von Walzeisen, welche auf Biegung beansprucht werden, sind zu vermeiden.

§ 6.

Anschluß- oder Endverbindungen.

Die Anordnung, mittels welcher ein Eisenstab an den Enden mit anderen Konstruktionsteilen in Verbindung gebracht wird, nennen wir Anschluß- oder Endverbindung. Man kann diese Verbindungen einteilen in solche, bei welchen die Kraftebenen der zu verbindenden Stäbe senkrecht aufeinander stehen oder unter schiefem Winkel sich schneiden, und in solche, bei welchen die Kraftebenen beider Stäbe zusammenfallen. Der erste Fall liegt bei der Verbindung zweier oder mehrerer Träger, der letzte Fall bei den sogenannten Knotenpunkten der Fachwerkträger vor.

a. Trägeranschlüsse.

Der Anschluß erfolgt wenn möglich durch Winkellaschen nach Fig. 68, S. 41. Ist die Höhe des Hauptträgers erheblich größer, als die Höhe des anzuschließenden Trägers, so müssen, wie aus Taf. 2, Fig. 3, ersichtlich, die Flanschen des I-Trägers an den Enden abgehauen und die Winkeleisen behufs Versteifung der Blechwand des größeren Trägers auf die ganze Höhe des letzteren durchgeführt werden. Die Anschlußwinkeleisen werden hierbei über die Winkeleisen des Blechträgers gekröpft. Die Kröpfung kommt in Wegfall, wenn der Hohlraum zwischen Versteifungswinkel und Blechwand durch ein Futterblech (Taf. 2, Fig. 3a links und Fig. 5a rechts) ausgefüllt wird. Letztere Anordnung empfiehlt sich namentlich dann, wenn der Steg des anzuschließenden Trägers nicht völlig in den zwischen die Winkeleisen des genieteten Trägers verbleibenden Raum hineinpaßt. Verkröpfung ist demnach anwendbar bei Fig. 3a rechts und 5a links, weniger gut bei Fig. 3a links und Fig. 5a rechts. Fig. 5a zeigt außerdem, in welcher Weise der Anschluß bewirkt werden kann, wenn der anzuschließende Träger derart gegen den Flansch des Hauptträgers trifft, daß im Steg nicht mehr die genügende Zahl der Anschlußniete untergebracht werden kann.

Bei den eisernen Balkenlagen werden häufig die Nebenträger so angeordnet, daß deren untere Flanschen unmittelbar und ohne weitere Verbindung auf die oberen Flanschen der Unterzüge aufgelegt werden (Fig. 78). Eine solche Lagerung ist nur dann zulässig, wenn der Träger durch

zwischengespannte Konstruktionsteile (Kappen, Betondecken u.a.) in seiner vertikalen Lage gesichert ist. Andernfalls liegt bei der geringen Stärke des Steges die Gefahr vor, daß der Träger eine zur Kraftebene schiefe Lage erhält. (Vgl. Kap. 4, § 10.) Es empfiehlt sich daher in solchen Fällen entweder die Verbindung nach Taf. 2, Fig. 7, zu bewirken oder, wenn man die Schwächung des Unterzugs durch Nietlöcher vermeiden will, in der aus Taf. 2, Fig. 4, ersichtlichen Weise zwischen je zwei Trägern ein horizontales Versteifungseisen anzubringen, welches die senkrechte Lagerung des Steges gewährleistet.

Fig. 78.



kann daher ein Niet mit Rücksicht auf Lochwanddruck 1,44 t (Spalte 7), mit Rücksicht auf Abscheren (Spalte 3) dagegen 2,56 t aufnehmen. Die beiden Niete können daher nur höchstens 2 . 1,44 = 2,88 t übertragen. In den weitaus meisten Fällen wird der Auflagerdruck bei derartig niedrigen Trägerprofilen diesen Betrag nicht übersteigen. Liegen jedoch in der Nähe des Auflagers große Einzellasten, so kann es vorkommen, daß der Auflagerdruck größer wird, als die Leistungsfähigkeit der in einer Reihe anzubringenden Niete. In diesem Falle muß man die aus Taf. 2, Fig. 6, ersichtlichen Laschenbleche verwenden, welche die Anbringung der doppelten Nietzahl mit doppelter Tragfähigkeit ermöglichen.

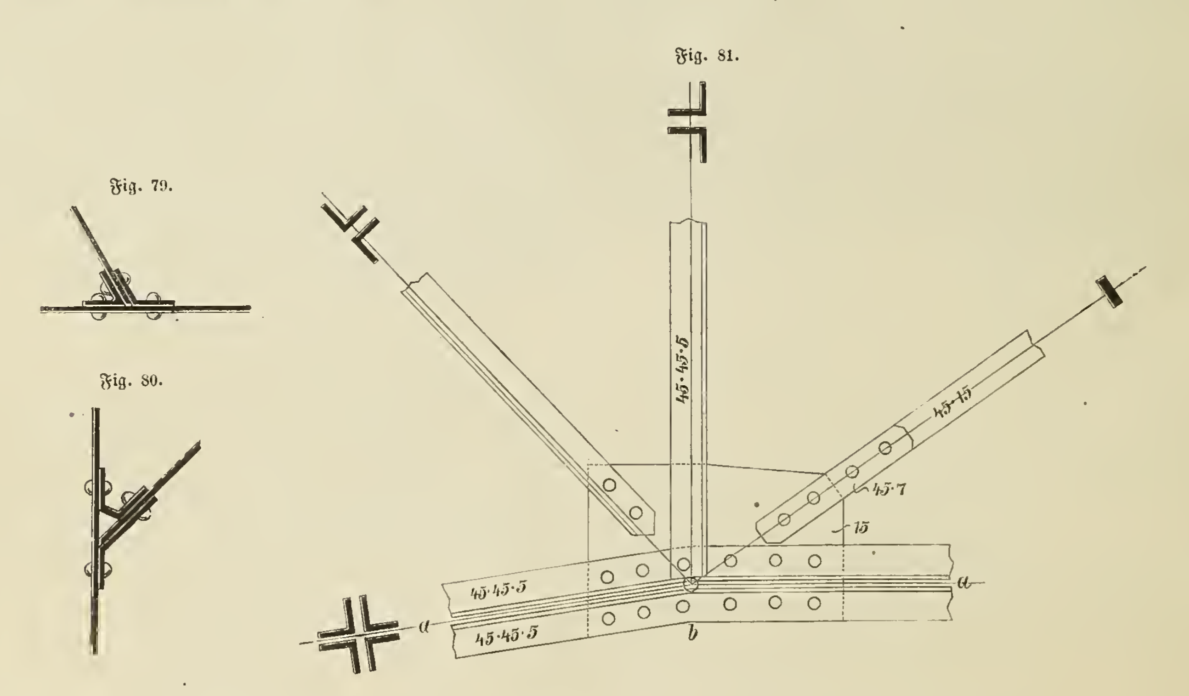


Fig. 79. Fig. 80. Fig. 81.

Treffen die zu verbindenden Träger unter schiefen Winkeln gegeneinander (Fig. 79 u. 80), so sind statt der rechtwinkeligen — schiefwinkelige Anschlußwinkel zu verwenden. Derartige Stücke werden von einigen Werken für verschiedene Neigungswinkel gewalzt; in der Regel wird man jedoch in solchen Fällen auf die Verwendung entsprechend gebogener Bleche angewiesen sein.

Bei kurzen Trägern mit starken Belastungen (durch Wände u. a.) kann der Fall eintreten, daß die in einer Nietreihe anzubringenden Niete mit Rücksicht auf den Lochwanddruck nicht ausreichen. Taf. 2, Fig. 6, stellt einen solchen Fall dar. Die Steghöhe des anzuschließenden I-Trägers Nr. 16 beträgt zwischen den Ausrundungen $12\frac{1}{2}$ cm. Demnach lassen sich nur zwei Niete von 16 mm Durchmesser in einer Reihe untereinander anbringen. Die Stegstärke beträgt 6,3 mm; nach Tabelle 24

b. Knotenpunkte.

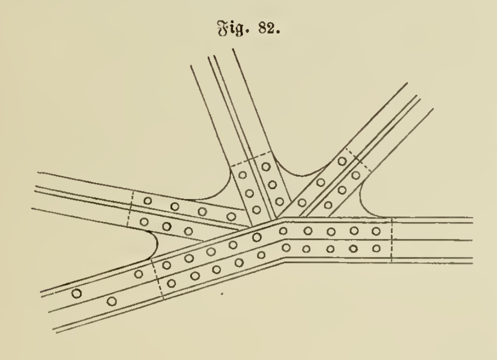
Die Schnittpunkte der Stabmitten der Fachwerkkonstruktionen heißen Knotenpunkte. Die Stabmitte fällt mit der Schwerlinie des Stabes zusammen. Wir betrachten zunächst nur die Fälle, bei welchen die Stabmitten in einer Ebene liegen. In der Regel geben zwei Stäbe (bei den Fachwerksträgern die Gurtungen) die Hauptkraftrichtung an. Man läßt dann diese Stäbe (a-a in Fig. 81) am Knotenpunkt ohne Unterbrechung durchgehen, wobei man, wenn nötig, bei b einen Stoß anordnen kann. Die übrigen Stäbe werden dann so weit geführt, bis sie mit den Nachbarstäben zusammenstoßen. Alsdann werden sämtliche Stäbe mit einer gemeinsamen Blechplatte, der Knotenplatte, überdeckt. Dies erfordert, daß die von dem Blech zu bedeckenden Stabflächen alle in einer Ebene liegen und keine über diese Ebene vortretenden Teile haben. Zweckmäßig ist

es hierbei die Stäbe möglichst symmetrisch zu beiden Seiten des Knotenbleches anzuordnen, oder einzelne Stäbe, wie das Flacheisen in Fig. 81, mittels Doppellasche an das Knotenblech anzuschließen. Hierdurch erreicht man, daß einseitige Beanspruchung vermieden und die Nietzahl beziehungsweise die Größe des Knotenbleches vermindert wird, da die Niete in diesem Falle doppelschnittig beansprucht werden. Die Stärke des Knotenbleches ist hierbei zur thunlichsten Verminderung der Nietzahl nach Gleichung 4, S. 41, zu bestimmen.

Die Zahl und Verteilung der für jeden Stabanschluß erforderlichen Niete bestimmt man nach den früher S. 40—42 gegebenen Regeln unter Zuhilfenahme der Tabelle 24. Die Größe der Knotenplatte ist dann so zu bemessen, daß der Rand derselben von den nächsten Nietmitten mindestens um 2 d absteht.

In Fällen, in welchen ästhetische Rücksichten obwalten, hat man neuerdings den unschönen Eindruck der Knotenplatten durch Ausrundung der zwischen den einzelnen Stäben liegenden Plattenteile zu mildern gesucht (Fig. 82). Hierbei darf jedoch durch den Ausschnitt der an jeder Stelle erforderliche Querschnitt des Knotenbleches nicht geschmälert werden. Weiteres über Knotenpunkte siehe Kap. 6, § 6.

Fig. 82.



§ 7.

Schrauben.

Zur Befestigung von Eisenteilen mittels Schrauben werden fast ausschließlich scharfgängige Schrauben nach den von **Whitworth** angegebenen Regeln verwendet.

Bezeichnet (Fig. 83 u. Taf. 3, Fig. 1)

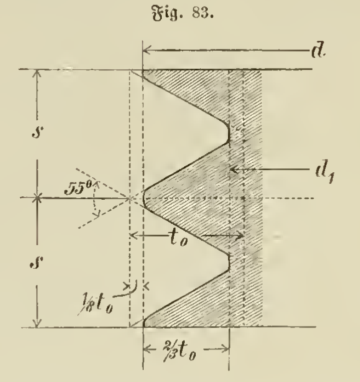
d den Bolzendurchmesser
d_1 den Kerndurchmesser
s die Ganghöhe der Schraube
} in cm,

so ist $s = 0{,}1 + 0{,}08\,d$ zu wählen. Der Gewindequerschnitt bildet ein gleichschenkliges Dreieck, dessen Grundlinie $= s$, dessen Höhe $t_0 = 0{,}96\,s$ bei einem Spitzenwinkel von 55° ist. Die Ecken werden um $^1/_6\,t_0$ abgerundet, so daß die wirkliche Gangtiefe $t = \frac{2}{3}\,t_0 = 0{,}64\,s$ und demnach der Kerndurchmesser:

$$\mathbf{d_1 = 0{,}9\,d - 0{,}13} \text{ (in cm)} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (10)$$

woraus $d = \frac{d_1 + 0{,}13}{0{,}9}$ folgt.

Fig. 83.



Die Tragkraft P der Schrauben ist bei Befestigungsschrauben zu:

$$\mathbf{P = 0{,}22\,d_1{}^2} \text{ (P in Tonnen, } d_1 \text{ in cm)} \quad . \quad . \quad (11)$$

anzunehmen. (Vgl. S. 48.)

Die **Schraubenmutter** wird meist sechseckig gestaltet. Die Höhe derselben mache man $= d_1$, den Durchmesser des dem Sechseck oder dem Quadrat des Grundrisses der Mutter eingeschriebenen Kreises

$$D = 0{,}5 + 1{,}4\,d \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (12)$$

Man gibt namentlich bei stark anzuziehenden Schrauben der Schraubenmutter zur Schonung der Unterlage zweckmäßig eine Unterlagscheibe, deren Durchmesser $U = {}^4/_3\,D$ und deren Dicke $u = \frac{D}{10}$ zu wählen ist.

Besteht die Unterlage aus weicherem Material (Holz, Stein), so sind die Abmessungen der Unterlagscheibe entsprechend zu vergrößern. Der **Schraubenkopf** wird sechseckig und quadratisch ausgeführt und erhält die Breite:

$$D = 0{,}5 + 1{,}4\,d \text{ und die Höhe } h = 0{,}7\,d.$$

Nach diesen Angaben ist die Tabelle 25 im Anhange berechnet worden.

Statt des vierseitigen Kopfes werden auch andere Formen angewendet. So stellt Taf. 3, Fig. 2, eine Schraube mit halbkugelförmigem, Fig. 3 eine solche mit versenktem Kopfe dar. Andere Formen, welche gestatten die Schraube von oben her in das Loch einzuführen und die Feststellung durch Drehen des Kopfes zu bewirken, zeigen die Fig. 4 u. 7 auf Taf. 3. Die Taf. 3, Fig. 7, dargestellte Schraube findet namentlich zu Fundamentankern Verwendung. Sie

gewährt den Vorteil, daß die Ankerplatten sofort vermauert werden können, während die Anker erst später von oben durch senkrecht ausgesparte Kanäle eingebracht und vergossen zu werden brauchen. Bei der in Taf. 3, Fig. 8, dargestellten Ankerschraube muß dagegen die Ankerplatte beim Einziehen des Ankers zugänglich sein.

Taf. 4, Fig. 1, zeigt eine Schraube mit Hakenkopf (Hakenschraube), welche zur Befestigung von Konstruktionsteilen und Gegenständen an Trägerflanschen verwendet werden kann, ohne daß eine Schwächung des Flansches durch Löcher notwendig wird. Zur Befestigung von Eisenteilen auf Werksteinen bedient man sich der auf Taf. 3, Fig. 6, gezeichneten Steinschraube.

Taf. 3, Fig. 5, stellt die sogenannte Kopfschraube dar, bei welcher die Mutter in das Verbandstück selbst eingeschnitten ist.

Um bei Konstruktionsteilen, welche Erschütterungen ausgesetzt sind, ein Losrütteln der Schraubenmutter zu verhindern, bringt man meist eine zweite Mutter, die sogenannte Gegenmutter (Taf. 3, Fig. 9) in Anwendung.

§ 8.

Verschraubungen.

Wie bereits im § 1 erwähnt, sind Verschraubungen in allen den Fällen an Stelle der Nietverbindungen anzuwenden, in welchen 1) eine Zugbeanspruchung in der Achse des Bolzens auftritt, 2) eine Nachstellbarkeit und Beweglichkeit der Verbindung gefordert wird und 3) die beim Nieten auftretenden Schläge vermieden werden sollen. Verschraubungen sind daher vornehmlich anzuwenden bei Zugstangen (Ankern), bei nachstellbaren Verbindungen und bei spröden Materialien, worunter auch das Gußeisen zu rechnen ist. Außerdem sind Schrauben an Stelle der Niete dann zu verwenden, wenn die beschränkte Örtlichkeit das Nieten nicht gestattet. Bei festen, auf Abscheren beanspruchten, schmiedeeisernen Verbindungen sind Niete mit Rücksicht auf die größere Festigkeit und Billigkeit den Schrauben vorzuziehen. Werden Schrauben an Stelle der Niete verwendet und nur auf Abscheren beansprucht, so gelten bezüglich der Zahl und Anordnung dieselben Regeln, wie für die Nietungen. Werden die Schrauben auf Zug beansprucht, so ist der Durchmesser d nach den Gleichungen 10 u. 11 zu ermitteln.

Diese Gleichungen, welche mit Rücksicht auf die bei dem Anziehen der Schraube entstehende Beanspruchung auf Abwinden festgesetzt sind, liefern jedoch für Zugstangen mit größeren Beanspruchungen zu ungünstige Ergebnisse. Dieselben sind daher nur bei Schrauben anzuwenden, welche an Stelle der Niete treten und sehr fest angezogen werden müssen. Bei den Zugstangen der Fachwerk- und Bogenkonstruktionen, sowie bei Verankerungen, bei welchen nur ein mäßiges Anziehen stattfindet und der Bolzen vermöge seiner Länge auf Abdrehen weniger in Anspruch genommen wird, kann die Tragkraft höher bemessen werden. Sieht man von der Beanspruchung auf Abwinden zunächst ganz ab, so beträgt die Tragfähigkeit der Schraube:

$$P = f \cdot k = d_1^2 \frac{\pi}{4} \cdot 0{,}75 = 0{,}59\, d_1^2 \text{ (Tonnen).}$$

Hieraus $d_1 = 1{,}3 \sqrt{P}$.

Unter Berücksichtigung der Schwächung durch Anziehen der Mutter wähle man jedoch:

$$d_1 = 1{,}45 \sqrt{P} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (13)$$

Hierin ist P in Tonnen einzusetzen, um d_1 in cm zu erhalten.

Beispiel: Eine Zugstange wird mit 12 Tonnen beansprucht. Es ist

$$d_1 = 1{,}45 \sqrt{12} = 5 \text{ cm.}$$

Hieraus nach Gleichung 10:

$$d = \frac{d_1 + 0{,}13}{0{,}9} = \text{rund } 5{,}7 \text{ cm.}$$

Bei langen Zugstangen, wie sie namentlich bei Bogenkonstruktionen vorkommen, kann man eine Schwächung der Stange durch Schraubengewinde mittels der auf Taf. 28, Fig. 10, dargestellten Endverschraubung ganz vermeiden. (Vgl. auch § 9.)

In vielen Fällen hat man auch, um eine größere Materialausnutzung bei der Zugstange zu erreichen, das Schraubengewinde nicht aus dem Kern der Stange, sondern aus einer geschmiedeten Aufstauchung, wie aus Taf. 3, Fig. 7 u. 8, ersichtlich, ausgeschnitten. In Gleichung 12 kann man alsdann an Stelle von d_1 den Durchmesser d einsetzen. Die mit der Herstellung dieser Gewinde verbundene Mehrarbeit wird jedoch in der Regel bei den jetzigen Eisenpreisen die beabsichtigte Materialersparnis wieder aufheben.

Einige weitere nachstellbare Schraubenverbindungen für gerade und gekreuzte Zugstangen, sogenannte Spannschlösser, sind auf Taf. 4, Fig. 3, 7 u. 6, dargestellt. Hierbei sind nur solche Anordnungen zu empfehlen, bei welchen die Enden der Gewinde sichtbar bleiben, da man nur dann beurteilen kann, ob die Gewinde noch genügend von der Mutter gefaßt werden. Geschlossene Muffen, welche man häufig antrifft, sind daher zu vermeiden.

Die Verschraubung zweier Gußeisenstücke erfolgt mittels angegossener Flanschen (Taf. 4, Fig. 4). Damit die Verbindung fest ist, müssen die Berührungsflächen eben bearbeitet sein, man schränkt jedoch diese Bearbeitung thunlichst dadurch ein, daß man sogenannte Arbeitsleisten a-b an-

gießt. Die einer derartigen Verbindung zu gebenden Abmessungen gehen aus den in der Figur eingeschriebenen Verhältniszahlen hervor.

Die Fig. 2 u. 5, Taf. 4, stellen einige Verbindungen zwischen Zugstangen und Holzbalken dar, wie sie vielfach bei teils in Holz, teils in Eisen hergestellten Hängewerken und Dachverbänden üblich sind. Die Verbindung des Holzwerks mit den eisernen Zugstangen wird fast stets durch einen gußeisernen Schuh vermittelt. Derartige Konstruktionen werden jedoch in neuerer Zeit, in welcher zu Trägern und Dachbindern mehr und mehr ausschließlich Eisen zur Verwendung kommt, immer seltener.

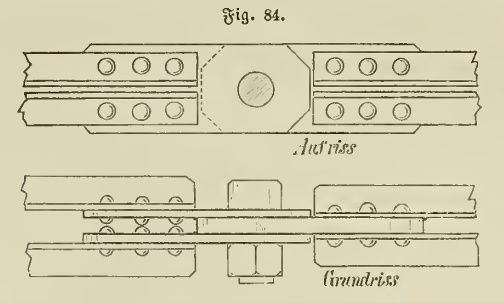
§ 9.

Gelenke.

Gelenke heißen alle Verbindungen, welche in irgend einem Sinne eine Drehung des Stabes um den Gelenkmittelpunkt zulassen. Bei den Hochbaukonstruktionen handelt es sich nur um solche Gelenke, welche eine Drehung der verbundenen Teile in einer bestimmten Ebene und zwar in der mit der Stabebene zusammenfallenden Kraftebene gestatten. Solche Gelenke werden auch Scharniere genannt, wir behalten jedoch den gebräuchlicheren Ausdruck Gelenk bei. Bei den im § 6 unter b besprochenen Verbindungen waren die in einem Punkt zusammenlaufenden Stäbe durch eine Knotenplatte gegenseitig dergestalt fest verbunden worden, daß eine Drehung eines Stabes gegen den andern in keiner Weise möglich war. Diese Befestigungsweise entspricht jedoch nicht der bei der Berechnung von Fachwerken zu machenden Annahme, nach welcher die Stäbe in den Knotenpunkten drehbar gedacht werden. Nichtsdestoweniger kommt man immer mehr davon ab, die Knotenpunkte, wie dies in Amerika bei den Fachwerkbrücken und auch in Deutschland bei älteren Dachkonstruktionen allgemein gebräuchlich war, der Berechnung entsprechend als Gelenke zu konstruieren, da die festen Nietverbindungen viel einfacher und billiger herzustellen sind, und sich in bezug auf Haltbarkeit auf Grund langjähriger Erfahrungen den Gelenken gleichwertig gezeigt haben. In vielen Fällen gewähren sogar die festen Nietverbindungen, infolge ihrer Fähigkeit Biegungsbeanspruchungen aufnehmen zu können, eine erhöhte Sicherheit. — Letzteres trifft jedoch nicht zu, wenn die zu verbindenden Stäbe eine im Verhältnis zum Querschnitt große Längenausdehnung haben, da in diesem Falle die durch eine feste Verbindung entstehenden Biegungsspannungen schädlich wirken können. Bei den Zugstangen der Bogenkonstruktionen, sowie bei ausnahmsweise langen Stäben der Fachwerke sind daher Gelenke nach wie vor anzuwenden.

Jedes Gelenk besteht aus dem Drehbolzen und den Augen, oder Ösen. Letztere werden entweder unmittelbar an die zu verbindenden Stäbe angeschmiedet (Taf. 28, Fig. 8 u. 10 u. Fig. 85), oder sie bilden besondere Stücke, welche mit den Stäben vernietet, oder verschraubt werden (Fig. 84).

Fig. 84.



Der Drehbolzen besteht gewöhnlich aus einer Schraube von entsprechend großem Durchmesser. Bei nur auf Druck beanspruchten Gelenken kann der Bolzen auch durch eine einfache Walze ersetzt werden, welche von den gabelförmigen Gelenkbacken der zu verbindenden Stücke umfaßt wird. Derartige Gelenke kommen bei Kipplagern und Bogengelenken vor und werden später mit diesen Konstruktionen gemeinschaftlich besprochen werden.

Berechnung der Gelenke.

Die Berechnung der Bolzenstärke erfolgt nach denselben Grundsätzen, wie bei den Nieten, nur daß die Nietzahl $n = 1$ zu setzen und für den Lochwanddruck eine größere Sicherheit anzunehmen ist. Demnach würde nach Gleichung 1 u. 2 bei dem einschnittigen Gelenk (Fig. 85)

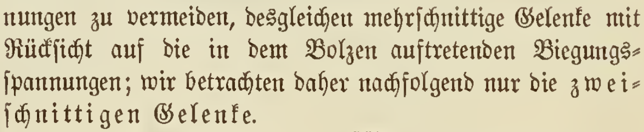
Fig. 85.

$$P = \frac{d^2}{2} \text{ und } d = 1{,}41 \sqrt{P},$$

bei dem zweischnittigen Gelenk (Fig. 84)

$$P = d^2 \text{ und } d = \sqrt{P}.$$

Einschnittige Gelenke sind mit Rücksicht auf die exzentrischen Stabspannungen zu vermeiden, desgleichen mehrschnittige Gelenke mit Rücksicht auf die in dem Bolzen auftretenden Biegungsspannungen; wir betrachten daher nachfolgend nur die zweischnittigen Gelenke.



Die obige Formel $d = \sqrt{P}$ ist ohne weiteres nicht anwendbar, da im Bolzen infolge geringer seitlicher Beweglichkeit Biegungsspannungen auftreten können. Man wähle deshalb

$$d = 1{,}25 \sqrt{P} \text{ bei zweischnittigen Bolzen} \quad . \quad . \quad (17)$$

Mit Rücksicht auf Druck in der Lochwand war nach Gleichung 3 die erforderliche Blechstärke

$$\delta = \frac{2\,P}{3\,d}.$$

Da jedoch bei den Gelenken die Bleche nicht in derselben Weise, wie bei den Nietverbindungen fest eingespannt sind und demnach weniger Widerstand zu leisten vermögen, so wähle man:

$$\delta = \frac{3\,P}{2\,d} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (18)$$

Ist δ kleiner, so hat man entweder das Blech durch aufgelegte Laschen zu verstärken, oder den Bolzendurchmesser größer zu wählen.

Nicht immer ist es möglich, das Stabauge unmittelbar auf das Anschlußblech zu legen. Man hat dann entweder ein Zwischenstück (Taf. 28, Fig. 10) anzubringen und mit dem Anschlußblech zu verschrauben, oder man muß den Bolzen so stark machen, daß er außer der Scherspannung noch die Biegungsspannung aufzunehmen vermag. Das in letzterem Falle auf den Bolzen wirkende Biegungsmoment ist gleich der Zugkraft P mal dem Abstand a der Mitte der Zugstange von dem Anschlußblech. Demnach

$$M = P\,.\,a = k\,W.$$

W des Kreisquerschnittes ist nach Tabelle 8

$$= \frac{\pi\,d^3}{32},$$

demnach

$$P\,.\,a = k_1\,\frac{\pi\,d^3}{32}$$

und die Biegungsbeanspruchung

$$k_1 = \frac{32\,P\,.\,a}{\pi\,d^3}.$$

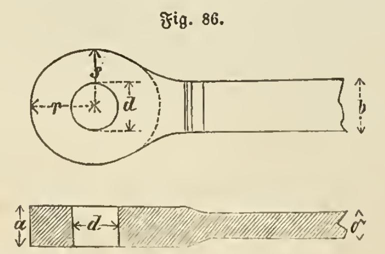
Die Beanspruchung auf Abscheren beträgt

$$k_2 = \frac{4\,P}{\pi\,d^2}.$$

Der Durchmesser ist nun so groß zu wählen, daß die Summe von $k_1 + k_2$ höchstens 750 kg für das qcm beträgt.

Für die Abmessungen der schmiedeeisernen Ösen (Augen) gelten folgende Erfahrungsregeln (Fig. 86):

Fig. 86.



Man wähle:

$$s = \frac{f}{2\,a} + \frac{5}{6}\,d \quad \Big| \quad f \text{ in qcm} \quad . \quad . \quad . \quad (19)$$

$$r = \frac{f}{2\,a} + \frac{7}{6}\,d \quad \Big| \quad a \text{ und } d \text{ in cm} \quad . \quad (20)$$

Besitzt die Zugstange rechteckigen Querschnitt, so macht man a in der Regel gleich der Stärke der Zugstange. Ist b die Höhe des Querschnitts der Zugstange, dann wird in diesem Fall

$$s = \frac{b}{2} + \frac{5}{6}\,d \text{ und } r = \frac{b}{2} + \frac{7}{6}\,d \quad . \quad . \quad (21)$$

Bei runden Zugstangen mit dem Durchmesser d_1 wählt man $a = {}^3/_4\,d_1$ bis d_1. Für $a = d_1$ wird

$$s = \frac{\pi\,d_1}{8} + \frac{5}{6}\,d \text{ und } r = \frac{\pi\,d_1}{8} + \frac{7}{6}\,d \quad . \quad (22)$$

Die Übergänge zwischen Stab und Auge sind thunlichst abzurunden und alle Ecken und scharfen Übergänge zu vermeiden, damit eine gleichmäßige Kraftübertragung stattfindet.

Beispiele:

1. Zugstangenschloß, Taf. 28, Fig. 8a u. b.

Die Länge der Zugstange des hier abgebildeten Bogenträgers beträgt rund 20 m. Da eine solche Länge nicht in einem Stück gewalzt werden kann, ist in der Mitte ein Stoß angeordnet, welcher durch Spannschlösser (Taf. 4, Fig. 3 u. 4) oder durch Gelenke geschlossen werden kann. In vorliegendem Falle wurde ein Doppelgelenk vorgezogen, weil hierbei die bei den Spannschlössern eintretende Schwächung der Stange durch das Schraubengewinde wegfällt. Auf die Nachstellbarkeit konnte aber verzichtet werden, da diese durch die weiter unten zu besprechende Verschraubung mit dem Endgelenk bewirkt wird. Jedes Ende der beiden Stangenhälften erhält ein angeschmiedetes Auge, welches mit zwei außen aufgelegten Laschenblechen durch Bolzen verbunden wird.

Die von der Zugstange von 4 cm Durchmesser aufzunehmende Zugkraft beträgt, wenn die Festigkeit für das qcm = 800 kg angenommen wird:

$$P = \frac{4^2\,.\,\overbrace{3{,}14}^{\pi}}{4}\,.\,800 = \text{rund } 10\,t,$$

mithin Bolzenstärke nach Gleichung 17:

$$d = 1{,}25\,\sqrt{10} = 4 \text{ cm}.$$

Stärke des Auges mit Rücksicht auf Druck in der Lochwand nach Gleichung (18):

$$\delta = \frac{3\,.\,10}{2\,.\,4} = 3{,}75 \text{ cm},$$

gewählt $\delta = d = 4$ cm.

Für die seitlichen Laschenbleche würde eine Stärke

$$\delta_1 = \frac{\delta}{2} = 2 \text{ cm}$$

genügt haben, gewählt wurde jedoch $\delta_1 = 32$ mm.

Abmessungen der Augen nach Gleichung (22):

$$s = \frac{3{,}14 \,.\, 4}{8} + \frac{5}{6}\,4 = 5{,}23$$

$$r = \frac{3{,}14 \,.\, 4}{8} + \frac{7}{6}\,4 = 6{,}23.$$

Gewählt wurde mit Rücksicht auf das bessere Aussehen ein gleichmäßiger Halbmesser von 6 cm.

2. Endgelenk einer Zugstange. Taf. 28, Fig. 10 a u. b.

Die Zugstange erhält am aufgestauchten Ende einen angeschmiedeten Kopf, welcher hinter ein in Stahl hergestelltes, gegossenes Querstück greift. Die Aufstauchung der Stange ist angeordnet, um etwaige beim Schmieden entstehende schwache Stellen durch einen kräftigeren Querschnitt auszugleichen.

An dem Querstück sind seitlich die beiden Gelenkstangen mittels Schrauben, welche ein Anspannen der Zugstange gestatten, befestigt. Der Abstand dieser beiden Gelenkstangen ist durch die Breite der Saumwinkel des Blechbogens bedingt, welche an dieser Stelle nur wenig geschwächt werden soll. Jede seitliche Zugstange hat die halbe Kraft der mittleren Zugstange, mithin 5 t aufzunehmen. Da die Stangen durch Gewinde geschwächt sind, ist der Kerndurchmesser d_1 nach Gleichung (13):

$$d_1 = 1{,}45 \sqrt{P} = 1{,}45 \sqrt{5} = 3{,}24 \text{ cm}.$$

Durchmesser d nach Gleichung (10):

$$d = \frac{3{,}24 + 0{,}13}{0{,}9} = 3{,}74,$$

dafür 3,8 cm.

Stärke des Gußstahlquerstücks:

Moment: $M = 5000 \,.\, 10{,}8 = 54000$ kgcm.

Erforderliches Widerstandsmoment:

$$W = \frac{M}{k} = \frac{54000}{800} = 68.$$

Vorhanden:

$$W = \frac{bh^2}{6} = \frac{(9{,}6 - 4{,}5)\,12^2}{6} = 122$$

Gelenkbolzen:

Um Biegungsbeanspruchung des Gelenkbolzens zu vermeiden, wurde das Anschlußblech des Bogens durch ein aufgeschraubtes Gußstück verstärkt. Es ergibt sich dann der Bolzendurchmesser nach Gleichung (17):

$$d = 1{,}25 \sqrt{10} = 4 \text{ cm},$$

wofür 4,5 cm gewählt wurde.

Die Abmessungen des Gelenkauges ergeben sich nach Gleichung 22 zu

$$s = \frac{3{,}14 \,.\, 3{,}8}{8} + \frac{5}{6} \,.\, 4{,}5 = 6{,}3 \text{ cm},$$

$$r = \frac{3{,}14 \,.\, 3{,}8}{8} + \frac{7}{6} \,.\, 4{,}5 = 6{,}8 \text{ cm.}$$ [1]

Des besseren Aussehens halber ist 6,8 gleichmäßig als Halbmesser beibehalten worden.

Stärke des Anschlußbleches mit Rücksicht auf Lochwanddruck nach Gleichung (18):

$$\delta = \frac{3 \,.\, 10}{2 \,.\, 4{,}5} = 3{,}33 \text{ cm}.$$

Das nur 8 mm starke Stehblech des Bogenträgers muß daher durch ein aufgelegtes Laschenpaar von je

$$\frac{3{,}33 - 0{,}8}{2} = 1{,}3 \text{ cm}$$

Dicke verstärkt werden. Anzahl der Verbindungsniete zwischen diesen Blechen, welche verhindern müssen, daß die Laschenbleche sich unabhängig vom Mittelblech bewegen, nach Gleichung (2), wenn die Nietstärke = 1,8 cm

$$n_2 = \frac{10}{1{,}8^2} = 4 \text{ Niete}$$

und mit Rücksicht auf Lochwanddruck nach Gleichung (3):

$$n_3 = \frac{2 \,.\, 10}{3 \,.\, 1{,}8 \,.\, 0{,}8} = 5 \text{ Niete}.$$

Mithin ist letztere Zahl mindestens anzunehmen und die Größe des Laschenbleches so zu bemessen, daß sich diese 5 Niete unterbringen lassen.

Gewählt wurde eine erheblich größere Zahl von Nieten, da mit Rücksicht auf das Aussehen die Laschenbleche größer als erforderlich gehalten wurden.[2]) Das gußeiserne Füllstück wurde als Rosette ausgebildet, welche mittels drei Schrauben auf der Blechwand befestigt ist. Die Schrauben werden sowohl auf Abscheren, als auch auf Zug infolge des Biegungsmoments beansprucht.

Man sehe die Verbindungslinie α-α (Taf. 28, Fig. 10) der Mitten der beiden inneren Bolzen als Drehachse an, so ergibt sich die auf die äußere Schraube wirkende Zugkraft S aus

$$S\,(14 + 7) = 5000 \,.\, 7{,}2$$

demnach S = 1710 kg, und der hierfür erforderliche

---

1) Für $d_1 = 3{,}8$ konnte man genauer in diesem Falle auch den Kerndurchmesser = 3,24 cm einsetzen, wodurch sich etwas kleinere Abmessungen der Augen ergeben hätten.

2) Es empfiehlt sich überhaupt, bei derartigen Verbindungen die Ergebnisse der Rechnung nur als die untere zulässige Grenze zu betrachten. Sprechen praktische Gründe für eine angemessene Verstärkung, so kann man diesen unbedenklich entsprechen, da der Mehrverbrauch an Material bei der verhältnismäßig geringen Ausdehnung derartiger Verbindungen nicht so sehr in Frage kommt.

Schraubendurchmesser nach Tabelle 25 (Anhang) = 34 mm. Gegen Abscheren ist nach Gleichung (1) bei drei Schrauben

$$3 = \frac{2 \,.\, 5{,}0}{d^2}$$

und demnach der erforderliche Schraubendurchmesser

$$d = \sqrt{\frac{10}{3}} = 1{,}82 \text{ cm},$$

mit Rücksicht auf Lochwanddruck nach Gleichung (3):

$$3 = \frac{2 \,.\, 10}{3 \,.\, d\,(0{,}8 + 2 \,.\, 1{,}3)}$$

$$d = \frac{20}{30{,}6} = 0{,}66 \text{ cm},$$

mithin ist die Beanspruchung auf Zug am ungünstigsten und d = 3,4 cm zu wählen.

Viertes Kapitel.

Träger mit voller Wand.

§ 1.

Material und Querschnittsform.

Die Träger mit voller Wand sind die am häufigsten bei Hochbauten in Anwendung kommenden. Sie unterscheiden sich dadurch, daß ein beliebiger Querschnitt senkrecht zur Achse eine zusammenhängende Fläche bildet, von den Trägern mit durchbrochener Wand, welche gewöhnlich Fachwerk-Gitter, oder gegliederte Träger genannt und im 6. Kapitel behandelt werden.

Als Material für die Träger mit voller Wand eignet sich vorzugsweise Holz und Schmiedeeisen. Mit einfachen Holzbalken lassen sich bei den gewöhnlich vorkommenden Belastungen nur Lichtweiten bis etwa zu 5,0 m überspannen. Bei größeren Weiten werden zusammengesetzte Holzbalken (verzahnte und verdübelte Träger) notwendig, welchen jedoch stets schmiedeeiserne Träger vorzuziehen sind. In der Regel sind letztere auch nicht teurer, als derartige zusammengesetzte Holzträger gleicher Tragfähigkeit. Aber auch den einfachen Holzbalken sind schmiedeeiserne Träger vorzuziehen, wenn wie bei Wandbalken und Balkenlagen die Fäulnis (Schwammbildung) und die Feuersicherheit in Frage kommt. Dies wird um so häufiger der Fall sein, je mehr die Güte der Bauhölzer sich verschlechtert, die Holzpreise steigen und die Eisenpreise sinken.

Gegenwärtig ist der Preisunterschied bereits so gering, daß er bei allen bedeutenderen Bauwerken gegenüber den mittels eiserner Träger zu erreichenden Vorteilen nicht mehr in Frage kommen sollte.

Gußeisen wird heutzutage zu Trägern überhaupt nicht mehr verwendet. Ganz abgesehen davon, daß das Gußeisen, wegen seiner ungleichen Materialbeschaffenheit, sich schlecht zu Trägern eignet, kommt bei den gegenwärtigen Preisen ein Gußeisenträger gleicher Tragfähigkeit etwa $2^1/_2$ mal so teuer zu stehen, als ein entsprechender schmiedeeiserner Träger. Wir schließen daher gußeiserne Träger gänzlich von der Betrachtung aus.

Die zweckmäßigste Querschnittsform für Holzbalken ist ein Rechteck, dessen Höhe etwa $^5/_4$—$^4/_3$ der Breite. Wollte man hier in ähnlicher Weise, wie bei dem eisernen I-Träger den mittleren Teil schwächen, so würde sich die damit verbundene Arbeit nicht bezahlt machen. Anders verhält es sich mit dem Eisen, welchem beim Walzen ebensogut die eine, wie die andere Form gegeben werden kann. Außerdem ist es nicht vorteilhaft, zu starke Eisenteile auszuwalzen, weil dann das Material nicht so gut verarbeitet wird.

Nach Kap. 2, S. 32, werden die mittleren Teile eines auf Biegung beanspruchten Querschnitts hauptsächlich durch Schubspannungen, die äußeren Teile durch Biegungsspannungen beansprucht. Da letztere bedeutend größer sind, als die Schubspannungen, so ist demnach auch der Querschnitt in der Mitte dünn, oben und unten stark zu halten. Diese Bedingung zusammen mit der für das Walzen zweckmäßigsten Stärkeabmessung läßt den I- und ⊏-Querschnitt als die geeignetste Trägerform erscheinen. Der mittlere Teil des Trägers heißt Steg, oder Blechwand, die äußeren Teile heißen Flanschen, oder Gurtungen.

§ 2.

Gewalzte Träger.

Unter gewalzten Trägern versteht man solche Träger, welche aus einem Stück gewalzt sind. Träger, welche aus mehreren gewalzten Stäben zusammengenietet werden, heißen

genietete Träger (Blechträger, Gitter- und Fachwerkträger). — Die gewalzten Träger finden bei allen Spannweiten und Belastungen Verwendung, bei welchen das erforderliche Widerstandsmoment den Wert von etwa 1500 (cm³) nicht übersteigt, beziehungsweise die Trägerhöhe bei I-Trägern nicht größer wird, als 40 cm. Es werden zwar Träger bis zu 50 cm Höhe und einem W = 2770 ausgewalzt (vgl. Tabelle 10), doch ist es nicht rätlich, derartig große Profile, welche schwer herzustellen sind und daher häufig Fehler besitzen, zu verwenden. Auch stellen sich in solchen Fällen genietete Träger in der Regel billiger als gewalzte. Das Preisverhältnis zwischen gewalzten und genieteten Trägern ist zur Zeit etwa 3 zu 5.

Von den in den Tabellen 10—18 verzeichneten Normalprofilen eignet sich zu Trägern, wenn keine Beschränkungen vorliegen, am besten das I-Eisen. Sind jedoch an den Flanschen andere Konstruktionsteile durch Niete zu befestigen, so sind mitunter] oder zwei zusammengesetzte][-Eisen vorzuziehen, da die breiten dünnen Flanschen des [-Profils zum Durchbohren geeigneter sind, als die schmalen dicken Flanschen des I-Eisens. Die I-Eisen finden daher hauptsächlich bei Balkenlagen, die]-eisen bei Dachstühlen Verwendung. Liegen Verhältnisse vor, welche eine besondere Trägerform wünschenswert erscheinen lassen, so kann man selbstredend auch jedes beliebige andere Profil als Träger verwenden, man hat dann nur zu prüfen, ob die Materialvergeudung durch die erzielten anderweiten Vorteile aufgewogen wird.

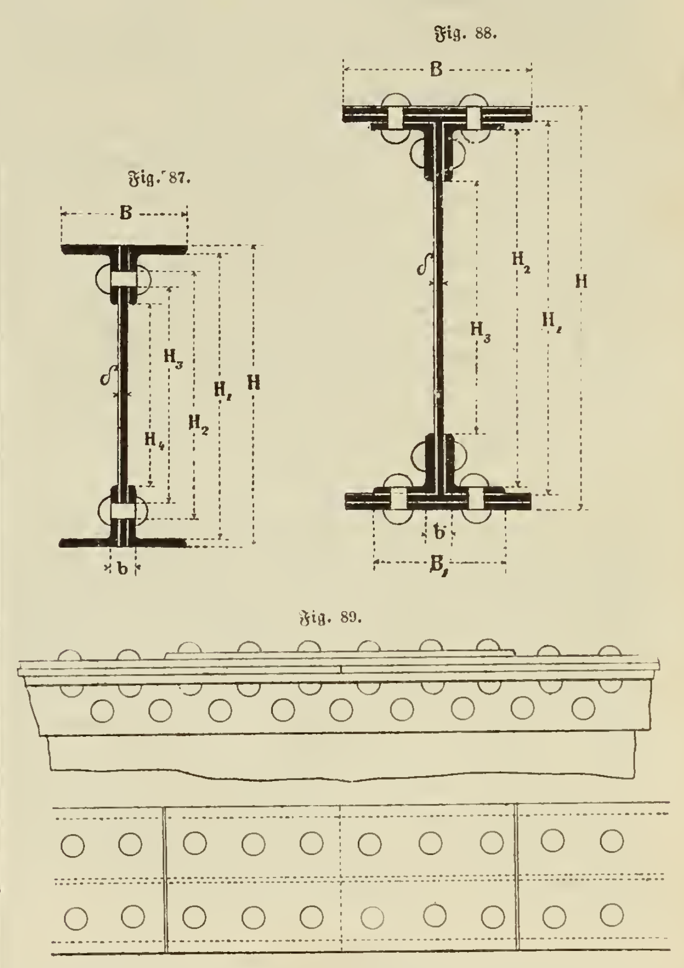
In früherer Zeit wurden zu Trägern häufig alte Eisenbahnschienen verwendet. Seit der Preis der gewalzten Träger erheblich geringer geworden, hat diese Verwendung bedeutend abgenommen, aus Gewohnheit findet sie jedoch noch immer hier und da statt.

Da die Eisenbahnverwaltungen Eisenbahnschienen nur dann veräußern, wenn der Kopf ganz, oder teilweise zerstört ist, so ist die Tragfähigkeit eine äußerst unsichere und wird man das Widerstandsmoment von 13 cm hohen Schienen nicht höher als etwa zu 40 (cm³) annehmen dürfen. Nun kostet das Meter alte Eisenbahnschiene etwa 2 Mark, während für denselben Preis ein I-Träger Nr. 14 zu haben ist, dessen Widerstandsmoment 82,7 beträgt. Zieht man noch in Betracht, daß das Profil der Eisenbahnschienen für Verbindungen mit anderen Konstruktionsteilen fast gar nicht geeignet ist, so wird die geringe Brauchbarkeit derselben für Bauzwecke einleuchten.

§ 3.

Genietete Träger.

Die genieteten Träger mit voller Wand werden aus Blechen und Winkeleisen zusammengesetzt. Der Steg wird durch ein senkrechtes Blech, die Gurtungen werden durch Winkeleisen gebildet, deren senkrechte Schenkel mit dem Steg durch Niete verbunden werden (Fig. 87). Nach Bedarf werden die Gurtungen durch aufgenietete Flacheisen (Kopfplatten) verstärkt, welche mit den wagrechten Winkelschenkeln vernietet werden (Fig. 88). Die wagrechten und



die senkrechten Niete werden gegeneinander versetzt angeordnet (Fig. 89), damit eine Schwächung des Querschnittes durch mehr als 2 Nietlöcher in jedem Gurt vermieden wird. Der Abstand zweier gegeneinander versetzter Niete sollte jedoch hierbei horizontal gemessen nicht weniger als das 2—2½-fache des Nietdurchmessers betragen. Der Berechnung des Widerstandsmoments ist der am meisten durch Nietlöcher geschwächte Querschnitt zu Grunde zu legen. Sind Kopfplatten vorhanden, so fällt das Widerstandsmoment des durch die senkrechten Niete geschwächten Querschnitts am kleinsten aus; fehlen die Kopfplatten, so sind die Widerstandsmomente der durch senkrechte und wagrechte Nietlöcher geschwächten Querschnitte nicht erheblich verschieden voneinander.

Bei der Wahl der Abmessungen der einzelnen Trägerteile sind folgende Regeln zu beachten:

a. Die Blechwand.

Die Stärke δ wähle man durchweg = 1 cm, die Höhe H der Blechwand richtet sich in erster Linie nach dem zur Verfügung stehenden Raum, im übrigen ist eine Höhe von $^1/_{12}$ — $^1/_{15}$ der Spannweite bei Hochbauten als zweckmäßig zu bezeichnen.

Größere Blechhöhen als 1 m sind zu vermeiden. Ist eine größere Höhe erforderlich, so ist in der Regel die Verwendung eines Fachwerkträgers vorteilhafter.

An den Auflagern und an den Stellen des Trägers, an welchen größere Einzellasten (anschließende Nebenträger, Stützen u. a.) wirken, ist die Blechwand durch senkrechte ⌊- oder ⊥-Eisen zu versteifen (Taf. 5, Fig. 1—4). Bei gleichmäßig verteilter Last, wie sie beispielsweise bei Unterstützung von Wänden vorkommt, ist eine Versteifung der niedrigen bis etwa 50 cm hohen Träger nur über dem Auflager, nicht aber in der Mitte erforderlich. Bei höheren Trägern bringe man auch in der Mitte in Abständen von 1,3 m abwechselnd auf der einen und anderen Seite der Blechwand zur Versteifung ein Winkeleisen Nr. $6^1/_2$—$7^1/_2$ an.

Ist die Blechwand nicht höher als 80 cm, so verwendet man am besten Flacheisen (sogenannte Universaleisen, vgl. Seite 6), welche in 8 m Normallänge, auf besondere Bestellung aber auch bis zu 14 m Länge gegen entsprechenden Preisaufschlag gewalzt werden. Bei solchen Trägern wird es daher immer möglich sein, die Blechwand in einem Stück ohne Stoß herzustellen. Ist die Blechwand dagegen höher als 80 cm, so müssen auf Rand beschnittene Bleche, welche nur in Längen von 4—5 m gewalzt werden, Verwendung finden. In diesen Fällen ist der Stoß der Blechwand, welcher am zweckmäßigsten möglichst entfernt vom Bruchquerschnitt angeordnet wird, nach dem im vorigen Kapitel, S. 44, Gesagten zu entwerfen.

b. Winkeleisen.

Das kleinste praktisch verwendbare Winkeleisen ist Nr. $6^1/_2$ der Tabelle 12 in einer Stärke von mindestens 9 mm. Dieses Eisen läßt sich noch eben mit 20 mm starken Nieten an der Blechwand befestigen. Von den ungleichschenkligen Winkeleisen ist Nr. $6^1/_2$/10 und Nr. $6^1/_2$/13 der Tabelle 13 als das praktisch kleinste zu bezeichnen. Im übrigen können alle Sorten Winkeleisen bis zu den größten Profilen verwendet werden, jedoch sind größere Profile als Nr. 10 der gleichschenkligen und Nr. 8/12 und $6^1/_2$/13 der ungleichschenkligen Winkeleisen fast nie erforderlich. Ungleichschenklige Winkeleisen sind in solchen Fällen zweckmäßig, in welchen bei geringer Höhe die Verwendung thunlichst breiter Gurtplatten ermöglicht werden soll. — Die Winkeleisen werden wie die Universaleisen in Normallängen von 8 m, auf Bestellung aber bis zu 14 m gewalzt. Stöße lassen sich daher fast immer vermeiden. Sind die großen Längen in einzelnen Fällen nicht schnell genug zu beschaffen, so ist der Stoß nach dem im vorigen Kapitel, S. 45, Gesagten zu behandeln. Man lege auch hier den Stoß möglichst in einiger Entfernung von dem gefährlichen Querschnitt. Es empfiehlt sich dann, die beiden Winkel derselben Gurtung an gleicher Stelle zu stoßen, die Stöße der oberen und unteren Gurtung kann man sowohl in einem und demselben Querschnitt, oder auch gegeneinander versetzt anordnen.

c. Gurtplatten (Kopfplatten).

Während die Blechwand und die Winkeleisen auf die ganze Länge des Trägers durchgehen, werden die Kopfplatten nur so weit geführt, als die Größe des Angriffsmoments es erfordert. Vgl. § 9 dieses Kapitels. Hiernach ist die Länge der Kopfplatten stets kürzer, als die der Winkeleisen, es werden daher Stöße dieser Platten bei den Blechträgern der Hochbau-Ausführungen fast niemals vorkommen. Im übrigen wird wegen Behandlung derartiger Stöße auf Kap. 3, S. 44, verwiesen.

Die kleinste Breite der Gurtplatten ist gleich der Länge der beiden wagrechten Winkelschenkel zuzüglich der Stärke der Blechwand. Der Überstand der Gurtplatten über die Winkeleisen wird beiderseits zweckmäßig auf nicht mehr als das Dreifache der Stärke δ_1 einer Gurtplatte ausgedehnt. Ist a die Länge eines Winkelschenkels, so ist mithin die kleinste Gurtplattenbreite

$$b_0 = 2a + \delta$$

die größte Plattenbreite

$$b_1 = 2a + \delta + 6\,\delta_1$$

Die Stärke jeder Gurtplatte ist mindestens = 8 mm, höchstens = 14 mm anzunehmen, die Gesamtstärke der Winkel und sämtlicher Gurtplatten darf nicht mehr als das $2^1/_2$-fache des Nietdurchmessers betragen, auch sind mehr als drei Gurtplatten übereinander zu vermeiden.

d. Nietung.

Der Nietdurchmesser der Gurtungen ist bei 8—11 mm starken Winkeln und Platten zu 20 mm, bei 12—14 mm starken Eisen = 24—26 mm zu wählen. Wenn möglich halte man die Stärke der Winkeleisen und Gurtplatten gleich groß und wähle den Nietdurchmesser gleich der doppelten Blechstärke. Die Nietstärke für die Stoßlaschen und Versteifungen der Blechwand ist stets auf 20 mm zu bemessen. Die Nietteilung (Nietentfernung) in den Gurtungen wähle man in der Nähe des Auflagers = 5 d, im mittleren Teil des Trägers = 6 d (d = Nietdurchmesser). Die kleinste Nietentfernung darf nicht weniger als 4 d be-

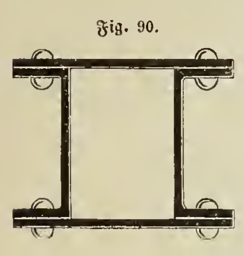
tragen, damit die gegeneinander versetzten senkrechten und wagrechten Niete nicht zu nahe aneinander rücken.

Die Nietteilung in den Versteifungen der Blechwand wähle man = 6—8 d.

* * *

Ist die zur Verfügung stehende Konstruktionshöhe so gering, daß man mit einem Blechträger mit drei Gurtplatten nicht mehr ausreicht, oder ist aus anderen Gründen eine größere Flanschbreite wünschenswert, so ordnet man statt einer zwei Blechwände in einem Abstand von 15—25 cm an. Ein solcher Träger, welcher Kastenträger genannt wird, ist auf Taf. 7 dargestellt. Statt der Blechwände und der Winkel kann man auch bei kleineren Trägerhöhen]-Eisen verwenden (Fig. 90).

Fig. 90.



Die Versteifungseisen werden gewöhnlich an der Außenseite der Blechwand angebracht (Taf. 7, Fig. 3a), können aber auch innen angeordnet werden ([-Eisen am Auflager Taf. 7, Fig. 2b). Alle an den Blechwänden sitzenden Niete, ebenso die etwa in den Gurtungen vorhandenen mittleren Niete (α in Fig. 3a, Taf. 7) müssen vor dem Zusammennieten der Gurtplatten mit den Winkeleisen geschlagen werden, da sie sich später nicht mehr anbringen lassen. — Im übrigen gelten für den Kastenträger dieselben Regeln, wie für den einfachen Blechträger.

§ 4.

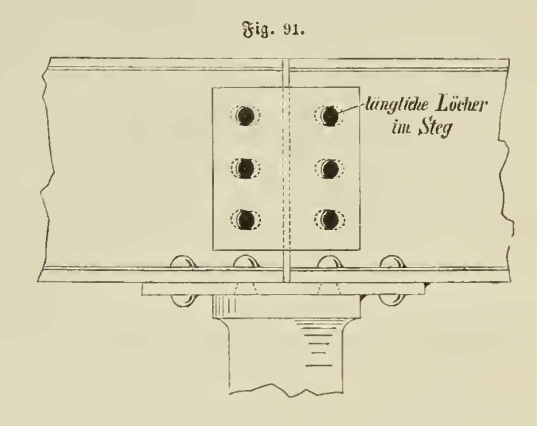
Anordnung und Zahl der Stützen.

Mit den im zweiten Kapitel vorgeführten Hilfsmitteln läßt sich ein Träger nur dann berechnen, wenn nicht mehr als zwei Stützen vorhanden sind. Bei den über mehreren Stützen durchgehenden, den sogenannten kontinuirlichen Trägern, sind umständliche Berechnungen erforderlich, welche aus der Theorie der elastischen Linie hergeleitet werden. Diese Theorie setzt eine bestimmte unveränderliche Höhenlage der Stützen voraus, die Ergebnisse der Berechnung werden daher sofort andere, wenn sich die angenommene Höhenlage der Stützen nur im geringsten ändert. Da bei den Hochbaukonstruktionen derartige geringe Höhenänderungen der Stützen niemals ausgeschlossen sind, sei es nun infolge nachgiebigen Baugrundes oder infolge ungenauer Ausführung, so erscheint es gerechtfertigt, die Berechnungsweise der durchgehenden Träger bei den Hochbaukonstruktionen vollständig auszuschließen.

In allen den Fällen, in welchen ein Träger außer an den Enden noch in der Mitte ein- oder mehrfach gestützt ist, hat man sich daher den Träger über der Mittelstütze durchschnitten zu denken, so daß über jeder Öffnung ein an beiden Enden aufliegender Träger entsteht.

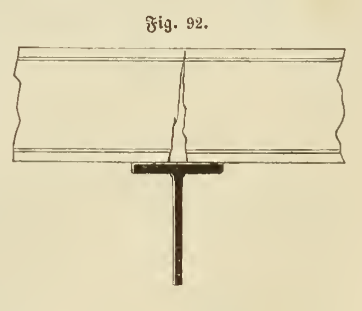
Man kann nun die Ausführung dadurch der Rechnung entsprechend gestalten, daß man die Träger über der Stütze thatsächlich unterbricht und die Verbindung durch eine Unterlagsplatte und an den Steg mittels länglicher Löcher angeschraubte Laschen herstellt (Fig. 91). Diese Anordnung

Fig. 91.



empfiehlt sich in allen Fällen, in welchen die Öffnungen ungleich weit sind und dementsprechend ohnehin verschiedene Träger der Materialersparnis halber verwendet werden, ferner allgemein bei allen genieteten Trägern und den größeren gewalzten Trägern, etwa von 26 cm Höhe an. Träger von geringerer Höhe kann man jedoch unbedenklich über den Stützen bez. Unterzügen fortlaufend anordnen, obgleich dann die auftretenden Spannungen den berechneten nicht entsprechen. Die Sicherheit wird hierdurch nicht beeinträchtigt, wie aus folgender Betrachtung hervorgeht: Liegen die Unterstützungspunkte alle in einer Höhe, so sind nach der Theorie die Spannungen des durchlaufenden Trägers geringer, als die für den unterbrochenen Träger berechneten Spannungen. Tritt infolge irgendwelcher Ursachen eine Senkung der End- oder Mittelstütze ein, so wird sich der Träger vermöge der Nachgiebigkeit des Schweißeisens so lange durchbiegen, bis die Unterstützung zur Ruhe gekommen ist. Es werden dann die über der Mittelstütze befindlichen Fasern des Materials etwas gelitten haben, und wird sich von selbst ein Zustand einstellen, bei welchem die Hauptspannungen mehr nach den Mitten der Öffnungen hin verschoben werden. Sollte schlimmsten Falls bei starken Senkungen und sprödem Material über der Stütze ein Einreißen in der in Fig. 92

Fig. 92.



dargestellten Weise entstehen, so würde eben nur der der Berechnung entsprechende Zustand eintreten. Bei einigermaßen normalen Verhältnissen wird es jedoch nie bis zum Bruch kommen und die Trägerbeanspruchung in der Wirklichkeit eine geringere als die berechnete sein.

Gleich den über mehreren Stützen durchgehenden Trägern ist bei Hochbauausführungen auch von der Berechnungsweise für an beiden Enden eingemauerte Träger kein Gebrauch zu machen, da in der Praxis eine vollständige Einspannung im Sinne der Theorie gewöhnlich nicht zu erreichen ist. Alle an beiden Enden eingemauerten Träger sind daher ebenso zu behandeln, wie die frei auf Stützen aufliegenden Träger. Ein Nachteil für die Haltbarkeit entsteht hierdurch nicht, da die letztere Berechnungsweise größere Abmessungen liefert, als die Theorie der eingemauerten Träger. Es bleiben demnach für Hochbaukonstruktionen nur zwei Fälle der Stützenanordnung übrig:

1) Der Träger ist am einen Ende fest eingemauert, am andern Ende frei beweglich; einen solchen Träger nennen wir Freiträger.

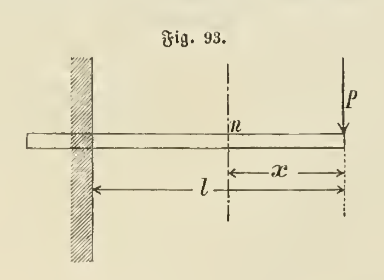
2) Der Träger ruht frei (ohne Einspannung) auf zwei Stützen, sei es nun, daß sich dieselben an den Enden, oder an anderen Stellen des Trägers befinden. Die ersteren nennen wir Träger mit Endstützen, die letzteren Träger mit überhängenden Enden.

§ 5.

Der Freiträger.

Der Freiträger dient zur Unterstützung ausgekragter Bauteile, hauptsächlich der Erker und Altane.

Fig. 93.



a. Einzellasten (Fig. 93).

Das Biegungsmoment der Einzellast P für einen beliebigen Querschnitt n des Trägers ist:

$$M = P \cdot x \text{ (vgl. Kap. 2, § 7).}$$

Der am stärksten beanspruchte Querschnitt (Bruchquerschnitt), für welchen das Moment am größten wird, liegt mithin an der Einmauerungsstelle und zwar in der Vorderkante derselben, da innerhalb der Mauer bereits die Auflagerdrucke dem Momente entgegenwirken. Für den Bruchquerschnitt ist also:

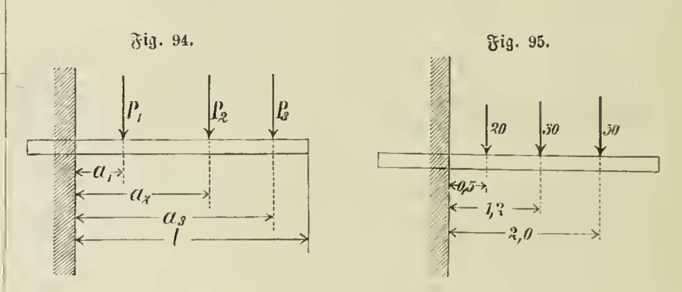
$$M = P \cdot l \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (1)$$

Sind mehrere Einzellasten vorhanden (Fig. 94), so ist das Moment des Bruchquerschnitts:

$$M = P_1 a_1 + P_2 \cdot a_2 + P_3 \cdot a_3 \text{ u. s. f.} \quad . \quad . \quad (2)$$

Das erforderliche Widerstandsmoment des Querschnitts ist nach Gleichung (3), S. 28, $W = \frac{M}{k}$, worin k die zulässige Beanspruchung der Flächeneinheit des Querschnitts.

Fig. 94. Fig. 95.



In den Querschnittstabellen des Anhangs ist W stets auf cm als Einheit bezogen. Man beachte, daß, um W in cm zu erhalten, entweder:

M in kgcm, k in kg für das qcm,
oder M in kgm, k in kg für das qmm

einzusetzen ist. Am bequemsten für die Rechnung ist das zweite Verfahren, welches für die Folge in der Regel angewendet werden wird.

Für k ist bei Hochbauten anzunehmen:

k für gewalzte Träger . . = 800 kg f. d. qcm = 8 kg f. d. qmm

k für genietete Konstruktionen = 900 kg f. d. qcm = 9 kg f. d. qmm.

(Vgl. auch weiter unten § 8 und Tabelle 6 im Anhang.)

Beispiel:

1) Es sei P = 500 kg, l = 1,0 m, dann ist

$$M = P\,l = 500 \cdot 100 = 50\,000 \text{ kgcm} = 500 \cdot 1{,}0 = 500 \text{ kgm},$$

$$W \text{ (in cm)} = \frac{M}{k} = \frac{50000}{800} = \frac{500}{8} = 62{,}5.$$

2) Für die in Fig. 95 dargestellte Belastung ist

$$W = \frac{50 \cdot 2{,}0 + 30 \cdot 1{,}2 + 20 \cdot 0{,}5}{8} = 18{,}25.$$

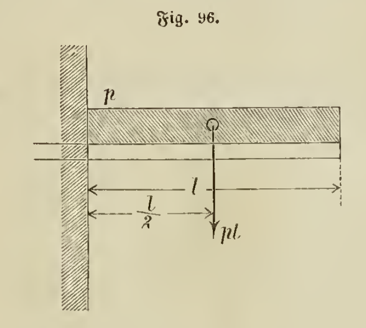
Man könnte selbstverständlich ebensogut für jede Last das Moment besonders berechnen und die Momente alsdann zusammenzählen, also

$$W = \frac{50 \,.\, 2{,}0}{8} + \frac{30 \,.\, 1{,}2}{8} + \frac{20 \,.\, 0{,}5}{8} = 18{,}25.$$

b. Stetige Belastung.

Ist die Last gleichmäßig auf den ganzen Träger verteilt, Fig. 96, und beträgt dieselbe = p kg für das m Trägerlänge, so ist die Gesamtlast = p l.

Fig. 96.



Man denke sich diese Last im Schwerpunkt der Lastfläche (vgl. Kap. 2, S. 24) wirkend, so folgt das Moment für den Bruchquerschnitt an der Einmauerungsstelle

$$M = p\,l\,\frac{l}{2} = \frac{p\,l^2}{2} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (3)$$

Beispiele:

3) Ein Balkonträger von 1,2 m Länge werde durch eine 1,0 m hohe, 0,25 m starke Sandsteinbrüstung belastet.

1 cbm Sandstein wiegt = 2200 kg,

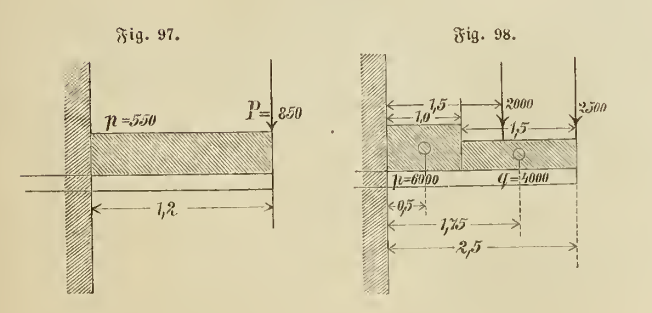
mithin

$$p = 1{,}0 \,.\, 0{,}25 \,.\, 2200 = 550 \text{ kg für das m},$$

$$M = \frac{p\,l^2}{2} = \frac{550 \,.\, 1{,}2^2}{2} = 396 \text{ kgm},$$

$$W\,(\text{cm}) = \frac{396}{8} = 49{,}5.$$

Fig. 97. Fig. 98.



4) Der Träger werde außerdem am freien Ende durch den Auflagerdruck eines Querträgers = 850 kg belastet (Fig. 97). Das für diese Belastung erforderliche Widerstandsmoment des Bruchquerschnitts ist nach Gleichung (1):

$$W_1 = \frac{850 \,.\, 1{,}2}{8} = 127{,}5.$$

Mithin beträgt das für beide Belastungen erforderliche Widerstandsmoment:

$$W = 49{,}5 + 127{,}5 = 177.$$

5) Ein ausgekragter Träger habe die aus Fig. 98 ersichtliche Belastung zu tragen. Es ist:

$$M = \frac{6000 \,.\, 1{,}0^2}{2} + 4000 \,.\, 1{,}5 \,.\, 1{,}75 + 2000 \,.\, 1{,}5$$
$$+ 2500 \,.\, 2{,}5 = 22\,750 \text{ kgm},$$

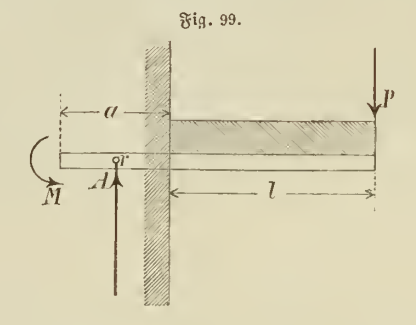
$$W = \frac{22\,750}{9{,}0} = 2528.$$

(k für genietete Träger = 9 kg für das qmm.)

c. Tiefe der Einmauerung. (Fig. 99.)

Der in der Mitte des Auflagers wirkende Stützendruck A muß nach der ersten Gleichgewichtsbedingung gleich der auf den Träger wirkenden Gesamtlast sein. Um der zweiten Gleichgewichtsbedingung (Summe der Momente = 0)

Fig. 99.



zu genügen, muß die Einmauerung im stande sein, ein Moment, das sogenannte Einspannungsmoment auszuhalten, welches gleich sein muß dem Angriffsmoment M der äußeren Kräfte. Das Moment ist auf den Punkt r (Fig. 99), dessen Lage zunächst noch unbekannt, zu berechnen und wird daher für die Einzellast $= P\left(l + \frac{a}{2}\right)$, für gleichförmig verteilte Last $= \frac{p}{2}\left(l + \frac{a}{2}\right)^2$.

Durch den Auflagerdruck A wird auf das Mauerwerk ein gleichmäßig verteilter Druck, durch das Einspannungsmoment M auf die dem Träger zugekehrte Mauerhälfte Druck, auf die andere Hälfte Zug ausgeübt. Der von A ausgeübte Druck läßt sich darstellen durch das schraffirte Rechteck a-b-c-d (Fig. 100a), die vom Moment herrührende Beanspruchung durch die beiden schraffirten Dreiecke in

Fig. 100b. Setzt man beide Beanspruchungen zusammen, so entsteht die in Fig. 100c dargestellte Druckfigur.

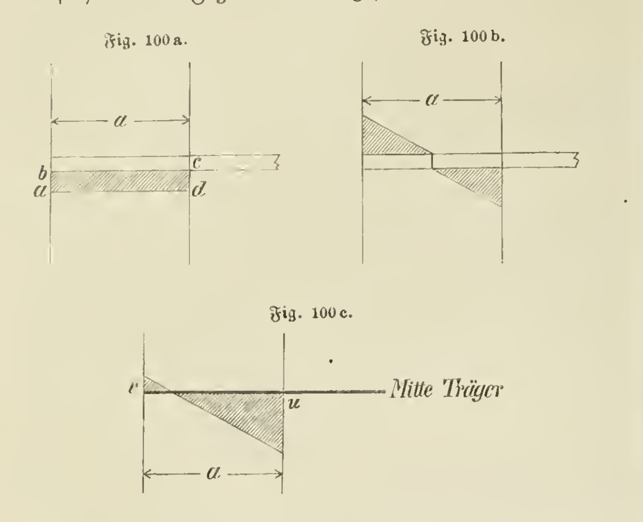


Fig. 100a. Fig. 100b. Fig. 100c.

Die in den Mauerkanten wirkenden größten Pressungen sind für den hier vorliegenden Fall zusammengesetzter Normal- und Biegungsfestigkeit nach Gleichung (6), S. 33:

$$\text{bei u} \parallel k_1 = \frac{A}{f} + \frac{M}{W} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (4)$$

$$\text{bei v} \parallel k_2 = \frac{A}{f} - \frac{M}{W} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (5)$$

und da f für den im Grundriß rechteckigen Mauerquerschnitt von der Breite b und Höhe a = a . b, ferner

$$W = \frac{a\,b^2}{6},$$

so wird

$$k_1 = \frac{1}{a\,b}\left(A + \frac{6\,M}{a}\right) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (6)$$

$$k_2 = \frac{1}{a\,b}\left(A - \frac{6\,M}{a}\right) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (7)$$

Gewöhnlich ist die Einmauerungstiefe a = Mauerstärke gegeben, es handelt sich dann um Bestimmung der Breite b, welche dem Trägerflansch durch unter- bez. aufgelegte Unterlagsplatten (c_1, c_2 in Fig. 101) zu geben ist. Alsdann ist für k_1 und k_2 die zulässige Pressung k des Mauerwerks einzusetzen. Nennen wir b_1 und b_2 die Breite der unteren und oberen Unterlagsplatte, so wird demnach

$$b_1 = \frac{1}{ak}\left(\frac{6\,M}{a} + A\right) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (8)$$

$$b_2 = \frac{1}{ak}\left(\frac{6\,M}{a} - A\right) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (9)$$

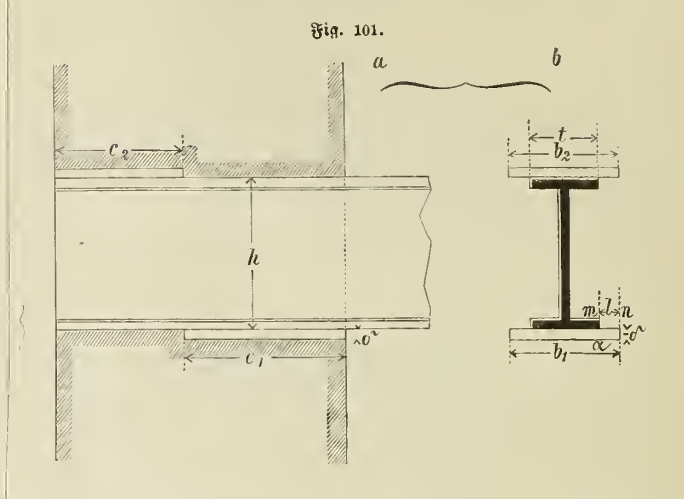
Die Länge c_1 und c_2 der Unterlagsplatten folgt aus:

$$c_1 + c_2 = a \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (10)$$

und

$$\frac{c_1}{c_2} = \frac{k_1}{k_2} = \frac{\frac{6\,M}{a} + A}{\frac{6\,M}{a} - A} = \frac{6\,M + a\,A}{6\,M - a\,A} \quad . \quad (11)$$

Fig. 101.



Die Dicke der Unterlagsplatten ist folgendermaßen zu ermitteln:

Es sei t die Breite des Trägerflansches (Fig. 101), dann läßt sich das über den Flansch hinausreichende Stück m-n der Unterlagsplatte als ein Freiträger mit der gleichförmigen Belastung = k ansehen. Mithin beträgt das erforderliche Widerstandsmoment bei α

$$W = \frac{p\,l^2}{2\,.\,k_4}.$$

(k_4 = Festigkeit der Eisenplatte = 750 kg für das qcm bei Schmiedeeisen, 250 kg bei Gußeisen.) Nun ist die gleichförmige Belastung p für ein Plattenstreifchen von 1 cm Breite = k;

ferner
$$l = \frac{b-t}{2},$$

$$W = \frac{1\,.\,\delta^2}{6} \quad (\delta = \text{Dicke der Platte}),$$

mithin:

$$\underbrace{\frac{k\left(\frac{b-t}{2}\right)^2}{2}}_{M} = k_4 \underbrace{\frac{\delta^2}{6}}_{W}$$

und hieraus:

$$\delta = \frac{b-t}{1{,}16}\sqrt{\frac{k}{k_4}} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (12)$$

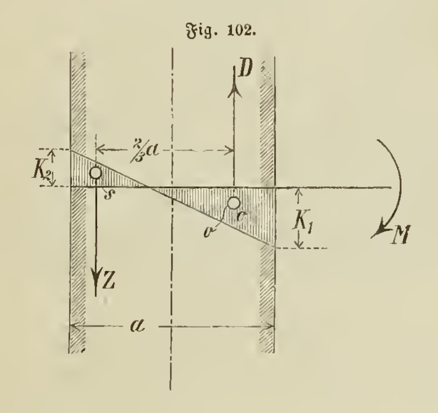
k ist bei gewöhnlichem Mauerwerk	= 8		kg für das qcm
" " " Klinkermauerwerk in Zement	= 15		
" " " Sandstein	= 20		
" " " Granit	= 30		

zu setzen. Hiernach nimmt δ für verschiedene Materialien die in folgender Tabelle angegebenen abgerundeten Werte an:

	Ziegelmauer	Klinker-mauer	Sandstein	Granit
Schmiedeeisen δ_1	$\frac{b-t}{11}$	$\frac{b-t}{8}$	$\frac{b-t}{7}$	$\frac{b-t}{6}$
Gußeisen δ_2	$\frac{b-t}{6,5}$	$\frac{b-t}{4,5}$	$\frac{b-t}{4}$	$\frac{b-t}{3}$

Man wähle jedoch δ mindestens $= 1$ cm bei Schmiedeeisen und 1,5 cm bei Gußeisen, falls vorstehende Gleichungen kleinere Werte für δ ergeben sollten.

Fig. 102.



Die auf die linke Mauerseite wirkende Zugkraft (Fig. 102) muß entweder durch auflastendes Mauerwerk, oder durch eine Verankerung aufgenommen werden. Man kann sich die Zugkraft, ebenso wie die Druckkraft ersetzt denken durch eine im Schwerpunkt der dreieckigen Druckfiguren (Fig. 102) wirkende Kraft Z und D. Die im Gleichgewicht befindlichen auf das System wirkenden äußeren Kräfte sind nun das Moment M und die Kräfte Z und D. Wählt man den Angriffspunkt o von D als Drehpunkt, so ist demnach:

$$Z \cdot \frac{2}{3} a = M;$$

hieraus

$$Z = \frac{3\,M}{2\,a} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (13)$$

Streng genommen müßte nun für M das auf Punkt o bezogene Moment der äußeren Kräfte eingesetzt werden, nicht das nach obigem auf die Mitte der Einmauerung berechnete Moment. Da aber beide Werte wenig von einander verschieden sind, außerdem die Spannung Z sich bei dem auf die Mauermitte bezogenen größeren Moment als ein größerer Wert ergibt, so ist es zulässig, für M dieses letztere Moment einzusetzen.

Von dem auflastenden Mauerwerk kann man erfahrungsmäßig als zur Wirkung kommend einen vom Punkt s ausgehenden Kegel, dessen Seite mit der Lotrechten einen Winkel von etwa $26\frac{1}{2}^0$ bildet, ansehen. Ist dann h die über dem Träger befindliche Mauerhöhe, a die Mauerstärke, g das Gewicht von 1 cbm Mauerwerk, so ist annähernd die einem Ausbrechen des Trägers entgegenwirkende Last:

$$Q = a\,g\,\frac{h \cdot h}{2} = \frac{a \cdot g \cdot h^2}{2}$$

anzunehmen. Selbstredend sind etwaige Öffnungen im Mauerwerk in Abzug zu bringen.

Ist die nötige Auflast nicht vorhanden, so ist am Ende des Trägers ein Zuganker anzubringen, welcher so viel von dem unter dem Träger befindlichen Mauerwerk fassen muß, daß mit der Auflast zusammen der nötige Gegendruck erreicht wird.

Ist demnach gar keine in Rechnung zu ziehende Auflast vorhanden, so ergibt sich die Länge des Ankers zu

$$h = \sqrt{\frac{2\,Z}{a\,g}} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (14)$$

Die Stärke des Ankers bemesse man in jedem Falle entsprechend der vollen Zugkraft Z (Gleichung 13) nach den Seite 48 gegebenen Anweisungen. Der Anker ist am Ende des Freiträgers zu befestigen und etwas schräg zu führen, so daß das untere Ankerende in der Mitte der Mauer sich befindet. Zum Schutz gegen Rost ist das Eisenwerk gut mit dichtem Zementmörtel zu bewerfen. Am besten ist es jedoch, eine derartige Konstruktion mit Rücksicht darauf, daß sich die Beschaffenheit des Ankers einer späteren Prüfung vollständig entzieht, ganz zu vermeiden. Man bediene sich daher in solchen Fällen lieber der im § 7 angegebenen Hilfsmittel.

Beispiele:

6) Für den auf Seite 57 im 4. Beispiel behandelten Fall ist der Auflagerdruck $A = 1{,}2 \cdot 550 + 850 = 1510$ kg. Die Mauerstärke (= Einmauerungstiefe) betrage = 64 cm.

Das Einspannungsmoment auf die Mitte der Mauer bezogen ist demnach

$$M_1 = 550 \cdot 1{,}2\,(0{,}6 + 0{,}32) + 850\,(1{,}2 + 0{,}32)$$
$$= 1899 \text{ kgm} = 189\,900 \text{ kgcm}.$$

Mithin nach Gleichung (8)

$$b_1 = \frac{1}{64\,k}\left(\frac{6 \cdot 189\,900}{64} + 1510\right).$$

k ist bei gewöhnlichem Ziegelmauerwerk = 8 kg für das qcm zu setzen; demnach:

$$b_1 = \text{rund } 38 \text{ cm},$$

$$b_2 = \frac{1}{64\,k}\left(\frac{6 \cdot 189\,900}{64} - 1510\right) = 32 \text{ cm}.$$

Tiefe der Platte: $c_1 + c_2 = 64$ (nach Gleichung 10).

Nach Gleichung (11):

$$\frac{c_1}{c_2} = \frac{6 \,.\, 189900 + 64 \,.\, 1510}{6 \,.\, 189900 - 64 \,.\, 1510} = 1{,}18$$

$$c_1 = 1{,}18 \,.\, c_2$$

$$1{,}18\, c_2 + c_2 = 64,$$

mithin:

$$c_2 = \frac{64}{2{,}18} = \text{rund } 29 \text{ cm},$$

$$c_1 = 64 - 29 = 35 \text{ cm}.$$

Das erforderliche Widerstandsmoment des Trägers beträgt nach S. 57 $W = 177$. Demnach muß nach Tabelle 10 ⊥-Träger Nr. 19 gewählt werden, dessen Flanschbreite 8,6 cm.

Mithin nach obiger Tabelle:

$$\delta_1 = \frac{38 - 8{,}6}{11} = 2{,}67 \text{ cm, dafür } 3 \text{ cm}$$

$$\delta_2 = \frac{38 - 8{,}6}{6{,}5} = 4{,}52 \text{ cm, dafür } 4{,}5 \text{ cm}.$$

Würde man oberhalb und unterhalb des Trägers eine Granitplatte, für welche $k = 30$, anbringen, so würde:

$$b_1 = \frac{38 \,.\, 8}{30} = 10{,}1 \text{ cm},$$

$$b_2 = \frac{32 \,.\, 8}{30} = 8{,}6 \text{ cm},$$

$$\delta_1 = \frac{10{,}1 - 8{,}6}{6} = 0{,}25 \text{ cm}.$$

Die obere Platte würde hier ganz fehlen können, die untere Platte müßte man aus praktischen Rücksichten etwas größer annehmen, etwa

$$b = 15 \text{ cm und } \delta = 1 \text{ cm}.$$

Für Klinkermauerwerk in Zement würde:

$$b_1 = \frac{38 \,.\, 8}{15} = 20{,}3 \text{ cm},$$

$$b_2 = \frac{32 \,.\, 8}{15} = 17{,}1 \text{ cm},$$

$$\delta_1 = \frac{20{,}3 - 8{,}6}{8} = 1{,}46 \text{ cm, hierfür } 1{,}5 \text{ cm},$$

$$\delta_2 = \frac{20{,}3 - 8{,}6}{4{,}5} = 2{,}6 \text{ cm, hierfür } 3 \text{ cm}.$$

An auflastendem Mauerwerk ist erforderlich (nach Gleichung 13):

$$Z = \frac{3 \,.\, 189900}{2 \,.\, 64} = 4450 \text{ kg}.$$

Demnach erforderliche Mauerhöhe (volles Mauerwerk) über dem Träger nach Gleichung (14), wenn g für Ziegelmauerwerk = 1600 kg für das cbm:

$$h = \sqrt{\frac{2 \,.\, 4450}{0{,}64 \,.\, 1600}} = \text{rund } 3{,}0 \text{ m}.$$

Ebenso groß würde die Länge des Ankers, wenn keine Auflast vorhanden. Stärke des Ankers nach Gleichung (13), S. 48:

$$d_i = 1{,}45 \sqrt{4{,}45} = 3{,}06 \text{ cm},$$

d nach Gleichung (10), S. 47: $= \dfrac{3{,}06 + 0{,}13}{0{,}9} = 3{,}6$ cm,

dafür 4 cm.

§ 6.

Träger auf zwei Endstützen.

Diese Trägeranordnung ist die weitaus am häufigsten bei Hochbauten vorkommende. Wir finden dieselbe sowohl bei Decken-, Wandbalken und Unterzügen, als bei den Sparren und Pfetten der Dachstühle.

Bei der Berechnung sind stets zuerst die Auflagerdrucke A, B, danach die Momente zu bestimmen.

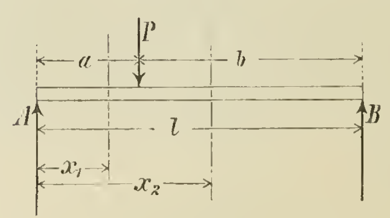
a. Einzellasten (Fig. 103).

Momentengleichung auf Punkt B (vgl. Kap. 2, S. 23):

$$A \,.\, l = P \,.\, b, \text{ mithin } A = \frac{P \,.\, b}{l} \quad . \quad . \quad (15)$$

$$B = P - A = \frac{P}{l}(l - b) = \frac{P a}{l} \quad . \quad . \quad (16)$$

Fig. 103.



Für $b = 0$ wird $A = 0$, $B = P$.

Für $a = b = \frac{l}{2}$ (Einzellast in der Mitte) wird

$$A = B = \frac{P}{2} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (17)$$

Für eine beliebige Stelle im Abstand x von A wird das Moment $M_x = A \,.\, x$, sofern die betreffende Stelle zwischen A und P liegt. Liegt die Stelle zwischen P und B, so ist:

$$M_x = A \,.\, x - P\,(x - a).$$

Der Bruchquerschnitt liegt im Angriffspunkt von P, weil hier die Vertikalkraft V das Vorzeichen wechselt (vgl.

Kap. 2, S. 23). Es ist nämlich zwischen A und P

$$V = A = \frac{Pa}{l},$$

also positiv, zwischen P und B ist

$$V = A - P = P\left(\frac{b}{l} - 1\right),$$

also negativ, da $\frac{b}{l} < 1$.

Das größte Moment ist mithin:

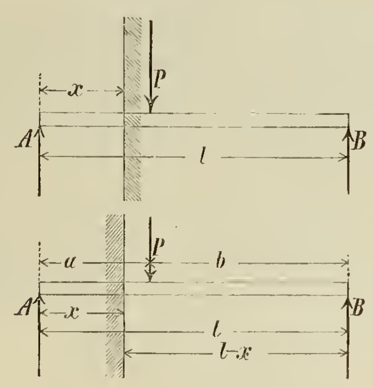
$$M = A.a = B.b \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (18)$$

Für $a = b = \frac{l}{2}$ (Einzellast in der Mitte) wird

$$\mathbf{M = \frac{Pl}{4}} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (19)$$

Für Anfänger empfiehlt es sich den Träger an der Stelle eingemauert zu denken, für welche das Moment ermittelt werden soll (Fig. 104). Man hat dann das Moment wie bei dem Freiträger zu berechnen und zwar ist es

Fig. 104a und b.



gleichgültig, ob hierbei der links, oder der rechts vom Querschnitt liegende Trägerteil als Freiträger angesehen wird. Für Fig. 104a ist unter Hinwegdenkung des rechten Trägerteils

$$M = A.x.$$

Für Fig. 104b ist M desselben Querschnitts unter Hinwegdenkung des linken Trägerteils

$$M = B(l - x) - P(a - x).$$

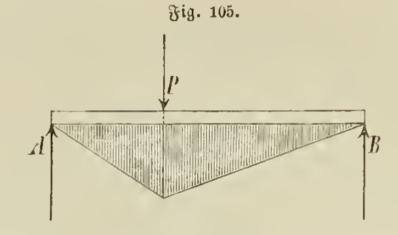
Beide Ausdrücke sind gleich, da $B = P - A$.

Für $x = 0$ wird $M = 0$; für $x = a$ wird

$$M = Aa = B(l - a) = Bb.$$

Trägt man die Momente für die einzelnen Trägerquerschnitte als Ordinaten in den betreffenden Stellen auf, so ist die Verbindungslinie der Endpunkte der Ordinaten auf der Strecke A-P und P-B je eine gerade Linie (Fig. 105). Es folgt dies auch ohne weiteres, wenn man nach Kap. 2, S. 21 das Seilpolygon für die betreffende Belastung zeichnet.

Fig. 105.

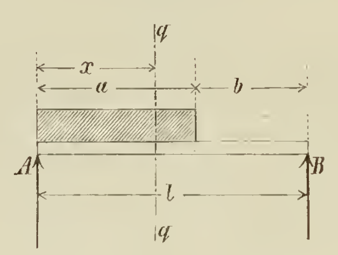


b. Stetige Belastung.

Für die in Fig. 106 dargestellte Belastung ist die Momentengleichung auf Drehpunkt B

$$Al = pa\left(b + \frac{a}{2}\right),$$

Fig. 106.



indem man sich die gleichförmig verteilte Last pa im Schwerpunkt wirkend denkt. Demnach ist

$$A = \frac{pa}{l}\left(b + \frac{a}{2}\right) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (20)$$

Ferner ist

$$B = pa - A \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (21)$$

Für $a = b = \frac{l}{2}$ wird

$$A = {}^3/_8\, pl \text{ und } B = {}^1/_8\, pl \quad . \quad . \quad . \quad (22)$$

Für $a = l,\ b = 0$ wird

$$\mathbf{A = B = \frac{pl}{2}} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (23)$$

Für den Bruchquerschnitt q-q muß $V = 0$ werden, mithin:

$$A - px = 0$$

$$\text{oder } B - p(a - x) = 0.$$

Hieraus

$$x = \frac{A}{p} = \frac{a}{l}\left(b + \frac{a}{2}\right) \quad . \quad . \quad . \quad (24)$$

Das Moment für den Bruchquerschnitt wird demnach:

$$M = A.x - \frac{px^2}{2} = \frac{A^2}{2p} = \frac{pa^2}{2l^2}\left(b + \frac{a}{2}\right)^2 . \quad (25)$$

Für a = l und b = 0 wird

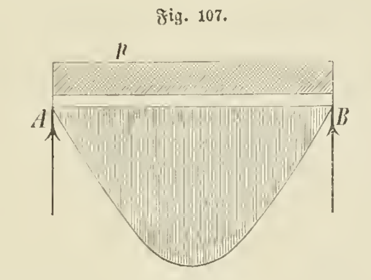
$$x = \frac{l}{2} \text{ und } M = \frac{p\,l^2}{8} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (26)$$

Trägt man in letzterem Falle (volle gleichmäßig verteilte Last) die für die einzelnen Stellen berechneten Momente

$$M = A\,x - \frac{p\,x^2}{2} = \frac{p\,x}{2}\,(l - x)$$

als Ordinaten auf (Fig. 107), so ist die Kurve, welche die Endpunkte verbindet, eine Parabel.

Fig. 107.



Anfängern ist zu empfehlen, sich auch in einfacheren Belastungsfällen der im 2. Kap., S. 21 erörterten graphischen Bestimmung der Momente zu bedienen, da hierdurch ein besserer Überblick gewonnen, und die bei der Rechnung leichter unterlaufenden Fehler vermieden werden. (Vgl. auch weiter unten Beispiel 10.)

* * *

Bei Berechnung der Stützendrucke und Momente wird für l gewöhnlich die Lichtweite zwischen den Auflagern eingesetzt. Dies Verfahren hat den Vorzug großer Bequemlichkeit, da die Lichtmaße meist unmittelbar aus der Zeichnung abgelesen werden können. Es entspricht jedoch nicht der Wirklichkeit, da die Mitte des Auflagerdruckes stets um einen gewissen Abstand von der Mauerflucht zurückliegen muß, damit eine gleichmäßige Druckverteilung auf der Unterlage erzielt wird. Genau genommen ist also statt der Lichtweite die Entfernung der Lagermitten von einander einzusetzen. Diese letztere Entfernung wird Stützweite, oder freie Länge des Trägers genannt. Eine brauchbare Erfahrungsformel zur Bestimmung der Stützweite L_1 aus der Lichtweite L ist:

$$L_1 = 0{,}1 + 1{,}4\,L \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (27)$$

Hierin ist L in m einzusetzen, um L_1 gleichfalls in m zu erhalten.

Bei kleineren Spannweiten etwa bis zu 6 m genügt es zur Vereinfachung der Rechnung die Lichtweite mit einem Zuschlag von 30 cm einzusetzen, bei größeren Trägern berechne man dagegen die Stützweite nach Gleichung (27).

Für verschiedene Lichtweiten ergeben sich hieraus die zu machenden Zuschläge Z genau zu:

L =	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12 m
Z =	0,22	0,26	0,30	0,34	0,38	0,42	0,46	0,50	0,54	0,58 „

Beispiele:[1])

7) Die eisernen Balken einer steinernen Decke liegen 1,25 von einander entfernt und haben eine Lichtweite von 5,0 m, eine freie Länge von 5,15 m. Die Last ist gleichförmig verteilt und besteht aus dem Eigengewicht der Decke und der Träger = 350 kg für das qm und der Nutzlast (Waren), welche zu 400 kg für das qm angenommen wird. Mithin Gesamtlast = 350 + 400 = 750 kg für das qm.

Es beträgt nun p für das m Träger:

$$p = 750 \,.\, 1{,}25 = 940 \text{ kg.}$$

Demnach das Moment für den in der Mitte des Trägers befindlichen Bruchquerschnitt nach Gleichung (26):

$$M = \frac{p\,l^2}{8} = \frac{940 \,.\, 5{,}15^2}{8} = 3120 \text{ kgm},$$

$$W = \frac{3120}{8} = 390.$$

8) Taf. 6, Fig. 4. Die Träger des Beispiels 5 liegen mit dem einen Ende auf Mauerwerk, mit dem andern auf einem eisernen Unterzug auf, dessen freie Länge = 8,95 m. Derselbe trägt außerdem die gleich langen Deckenträger des anstoßenden Deckenfeldes.

Genau genommen müßten die Auflagerdrucke der einzelnen Träger als Einzellasten berechnet werden. Man erhält jedoch ein angenähertes und praktisch genügendes Ergebnis, wenn man die Belastung als gleichförmig verteilt ansieht. Es ist nun für den Unterzug

$$p = 750 \,.\, 5{,}0 = 3750 \text{ kg},$$

$$M = \frac{p\,l^2}{8} = \frac{3750 \,.\, 8{,}95^2}{8} = 37\,600 \text{ kgm},$$

$$W = \frac{37\,600}{9} = 4180.$$

(k = 9 f. d. qmm bei genieteten Trägern.)

9) Im Abstande 2,7 m vom linken Auflager habe der Unterzug des vorigen Beispiels den Auflagerdruck eines 5,0 (5,15) m langen Trägers aufzunehmen, welcher eine 3,91 m hohe, 0,25 m starke Wand aus porösen Ziegelsteinen unterstützt. (Taf. 6, Fig. 4.)

Der aus der Mauerlast herrührende Auflagerdruck beträgt, wenn das Mauergewicht = 1200 kg für das cbm angenommen wird:

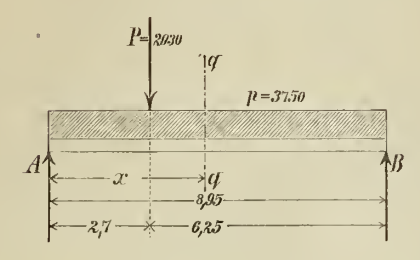
---

1) Die nachfolgenden Ausrechnungen sind mit dem Rechenschieber vorgenommen und ergeben daher nur abgerundete Werte, welche jedoch praktisch vollständig genügen.

$$P = \frac{3{,}91 \,.\, 0{,}25 \,.\, 1200 \,.\, 5{,}0}{2} = 2930 \text{ kg.}$$

Die Belastungen ergeben sich demnach wie in Fig. 108 gezeichnet.

Fig. 108.



Zunächst sind die Stützendrucke zu bestimmen. Es ist

$$A + B = 8{,}95 \,.\, 3750 + 2930 = 36\,530 \text{ kg.}$$

Ferner:

$$A \,.\, 8{,}95 = \frac{3750 \,.\, 8{,}95^2}{2} + 2930 \,.\, 6{,}25.$$

$$A = 18\,600$$

$$B = 36\,530 - 18\,600 = 17\,930$$

Lage des Bruchquerschnitts:

Für die gleichmäßige Belastung liegt der Bruchquerschnitt in der Trägermitte, für die Einzellast im Angriffspunkt von P. Der Bruchquerschnitt für beide Lasten muß mithin zwischen dem Angriffspunkt von P und der Trägermitte liegen.

Bezeichnen wir den unbekannten Abstand des Bruchquerschnitts q-q von A mit x, so ist, da V für den Bruchquerdurchschnitt 0 werden muß:

$$A - 3750 \,.\, x - P = 0$$

oder:

$$18\,600 - 3750\,x - 2930 = 0.$$

Hieraus folgt $x = 4{,}18$ m.

Das Moment des Bruchquerschnitts ist demnach:

$$M = \overbrace{18\,600}^{A} \,.\, \overbrace{4{,}18}^{x} - \overbrace{2930}^{P}\,(\overbrace{4{,}18}^{x} - 2{,}70) - \frac{\overbrace{3750}^{p} \,.\, \overbrace{4{,}18^2}^{x^2}}{2} =$$

$$40\,500 \text{ kgm}$$

$$W = \frac{40\,500}{9} = 4500.$$

10) Der Unterzug habe außerdem eine Wand auf 2,7 m Länge vom linken Auflager ab zu tragen. Die Wand sei 7,12 m hoch, 0,4 m stark. Dieselbe verursacht eine gleichmäßig verteilte Last $q = 7{,}12 \,.\, 0{,}4 \,.\, 1200 = 3420$ kg für das m. Der Träger ist mithin nach Fig. 109 belastet (vgl. auch Taf. 6, Fig. 1).

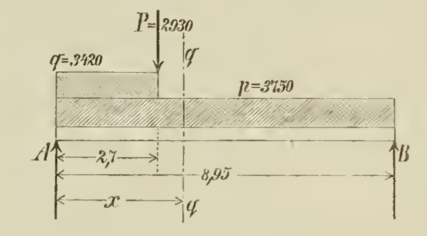
Zu den unter Beispiel 7 ermittelten Auflagerkräften A und B kommen die durch die neue Last q bewirkten Drucke hinzu. Nennen wir letztere A_1 und B_1, so ist:

$$A_1 \,.\, 8{,}95 = 3420 \,.\, 2{,}7 \left(8{,}95 - \frac{2{,}7}{2}\right)$$

$$A_1 = 7850 \text{ kg}$$

$$B_1 = 3420 \,.\, 2{,}7 - 7850 = 1390 \text{ kg.}$$

Fig. 109.



Mithin

$$A = 18\,600 + 7850 = 26\,450$$

$$B = 17\,930 + 1390 = 19\,320.$$

Infolge der Belastung durch q verschiebt sich der Bruchquerschnitt nach links, bleibt aber wahrscheinlich zwischen den Angriffspunkten von P und B. Es ist daher wie oben:

$$26\,450 - 3420 \,.\, 2{,}7 - 2930 - 3750\,x = 0.$$

Hieraus:

$$x = 3{,}82.$$

Würde die Gleichung für x einen Wert $< 2{,}7$ geliefert haben, so würde dies bedeuten, daß der Bruchquerschnitt nicht zwischen P und B, sondern zwischen A und P, oder im Angriffspunkt von P liegt.

Im ersten Fall würde:

$$\underbrace{26\,450}_{A} - \underbrace{3420}_{q}\,y - \underbrace{3750}_{p}\,y = 0, \text{ hieraus } y = 3{,}69;$$

im zweiten Fall:

$$V \text{ links von } P = 26\,450 - 3420 \,.\, 2{,}7 = +\,17\,216$$

$$V \text{ rechts „ } P = 17\,216 - 2930 = +\,14\,286.$$

Da $y > 2{,}7$ und V im Angriffspunkt von P das Vorzeichen nicht wechselt, so besagt dies, daß im vorliegenden Falle der Bruchquerschnitt zwischen P und B liegt, wie oben vorausgesetzt.

Nunmehr ist das Moment für $x = 3{,}82$:

$$M = \overbrace{26\,450}^{A} \,.\, \overbrace{3{,}82}^{x} - \overbrace{3420}^{q} \,.\, 2{,}7\left(\overbrace{3{,}82}^{x} - \frac{2{,}7}{2}\right) -$$

$$\frac{\overbrace{3750}^{p} \,.\, \overbrace{3{,}82^2}^{x^2}}{2} - \overbrace{2930}^{P}\left(\overbrace{3{,}82}^{x} - 2{,}7\right) = 47\,600 \text{ kgm}$$

$$W = \frac{47\,600}{9} = 5300.$$

Auf Taf. 6 ist das vorliegende Beispiel graphisch behandelt worden.

Die aus Fig. 1 ersichtlichen Lasten sind der Reihe nach in dem Kräfteplan Fig. 2 aneinandergetragen (vgl. Kap. 2, S. 21), wobei ein Maßstab von 1 cm = 4 t zu Grunde gelegt wurde.

Die Lage des Poles o kann beliebig angenommen werden, mit Rücksicht auf die bequemere Berechnung der Momente wurde jedoch für den Polabstand o-r eine runde Zahl = 20 t = 5 cm gewählt. Demnächst wurde in der Kap. 2, S. 18 beschriebenen Weise das Seilpolygon in Fig. 1 gezeichnet. Die Ordinaten y (nach dem Längenmaßstab gemessen) multiplizirt mit dem Polabstand o-r (nach dem Kräftemaßstab gemessen) ergeben nach Gleichung (1), S. 22 das Moment für diejenige Stelle des Trägers, welche der Ordinate y entspricht. y ist o an den Auflagern und nimmt den größten Wert im Abstand = 3,95 m[1]) vom linken Auflager an. Hier befindet sich also der Bruchquerschnitt. Das Moment daselbst ist:

$$M = H \,.\, g$$

$$H = o\,r = 20 \text{ t}.$$

y wird = 2,42 m abgegriffen,

mithin

$$M = 20 \,.\, 2{,}42 = 48{,}4 \text{ tm} = 48\,400 \text{ kgm}$$

$$W \text{ wird} = \frac{48\,400}{9} = 5380\,^{2)}.$$

Je größer man die Maßstäbe wählt, desto genauer kann selbstredend das Moment abgegriffen werden, für die praktischen Zwecke ist es jedoch vollständig genügend, wenn der Längenmaßstab 1 : 100, der Kräftemaßstab zu 1 cm = 4000 kg gewählt wird.

In den vorstehenden Beispielen wurde das Eigengewicht der Unterzüge, welches im Verhältnis zu den Lasten gering ist, vernachlässigt. Will man dasselbe berücksichtigen, so hat man zur Last p einen dem Trägergewicht entsprechenden Zuschlag zu machen.

§ 7.

Träger mit überhängenden Enden.

Wird bei dem Freiträger das Moment so groß, daß die Mauerstärke zur Aufnahme desselben nicht ausreicht, so pflegt man den Träger über die Mauer hinaus bis zur nächsten Wand zu verlängern. Es entsteht dann bei Belastung durch eine Einzellast die in Fig. 110 skizzirte Belastungsweise.

Fig. 110.

In diesem Fall ergibt sich die Stützkraft A abwärts wirkend und zwar ist, wenn B als Drehpunkt gewählt wird:

$$A\,l_1 = P\,l \text{ und hieraus } A = P\,\frac{l}{l_1} \quad . \quad . \quad (28)$$

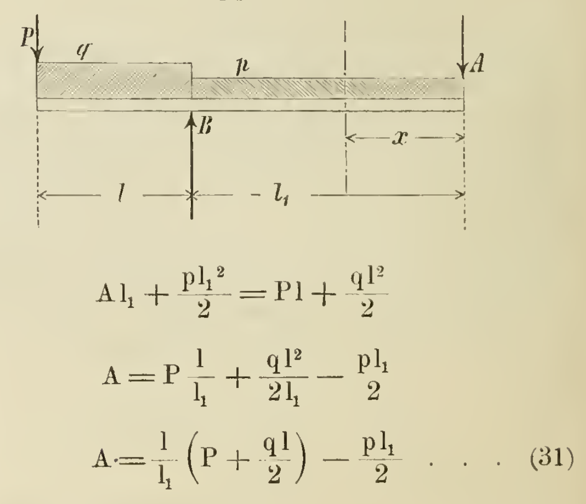
$$B = A + P \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (29)$$

Der Bruchquerschnitt liegt im Angriffspunkt von B, mithin:

$$\underline{M = P \,.\, l = A\,l_1} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (30)$$

Gewöhnlich hat der Träger noch gleichförmig verteilte Last aufzunehmen. In diesem Fall ist für Drehpunkt B (Fig. 111):

Fig. 111.



$$A\,l_1 + \frac{p\,l_1^{\,2}}{2} = P\,l + \frac{q\,l^2}{2}$$

$$A = P\,\frac{l}{l_1} + \frac{q\,l^2}{2\,l_1} - \frac{p\,l_1}{2}$$

$$A = \frac{l}{l_1}\left(P + \frac{q\,l}{2}\right) - \frac{p\,l_1}{2} \quad . \quad . \quad . \quad (31)$$

Ist $\frac{l}{l_1}\left(P + \frac{q\,l}{2}\right) > \frac{p\,l_1}{2}$, so ist der Stützendruck A abwärts, im andern Falle aufwärts gerichtet. Für $\frac{l}{l_1}\left(P + \frac{q\,l}{2}\right) = \frac{p\,l_1}{2}$ wird A = 0.

Sobald A in derselben Richtung wirkt, wie P und q, oder sobald A = 0 ist, liegt der Bruchquerschnitt im Angriffspunkt von B.

Ist dagegen A entgegengesetzt P und q gerichtet, so gibt es zwei Bruchquerschnitte, den einen im Angriffspunkt von B, den andern auf der Strecke A-B. Die Lage des letzteren bestimmt sich aus:

$$A - p\,x = 0.$$

1) Der Unterschied gegenüber dem berechneten Wert von x erklärt sich aus dem Umstand, daß bei der Berechnung die Lasten gleichmäßig verteilt angenommen sind, während hier die Auflagerdrucke der Deckenträger der Wirklichkeit entsprechend als Einzellasten behandelt wurden.

2) Vorstehendes gilt auch für das Widerstandsmoment.

Hieraus:

$$x = \frac{A}{p} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (32)$$

Das diesem Bruchquerschnitt entsprechende Moment ist:

$$M = A\,x - \frac{p\,x^2}{2} = \frac{A^2}{2\,p} \quad . \; . \; . \quad (33)$$

Das dem Bruchquerschnitt im Angriffspunkt von B entsprechende Moment ist:

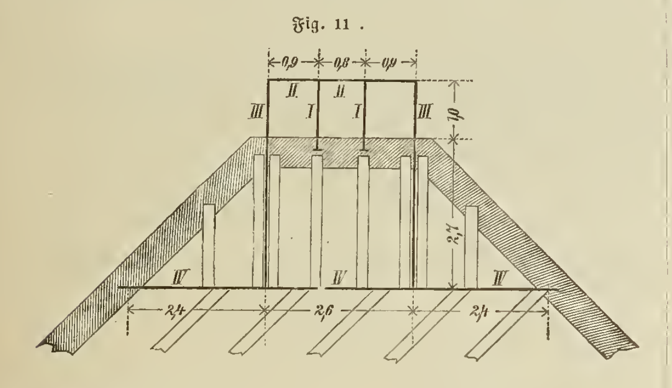
$$M = P\,l + \frac{q\,l^2}{2} = A\,.\,l_1 + \frac{p\,l_1{}^2}{2} \quad . \; . \quad (34)$$

Das größte von beiden Momenten ist der Querschnittsbestimmung zu Grunde zu legen.

Beispiele: Berechnung des auf Taf. 8 dargestellten Erkers.

11) Ein durch drei Geschosse von zusammen 11,5 m Höhe durchgehender Erker soll von den Trägern III, III (Fig. 112) unterstützt werden. Dieselben lagern in Punkt A auf der Mauer, in Punkt B auf dem Unterzug IV (vgl. Fig. 113). Der überhängende Teil P-A wird be-

Fig. 11 .



lastet durch den Auflagerdruck P des Trägers II, die halbe Last des äußeren Deckenfeldes (Beton) und durch das auflastende Mauerwerk. Der Teil A-B ist unbelastet, da die Balken parallel III laufen und auf Träger IV auflagern.

Träger I:

Last der Betondecke einschließlich Nutzlast = 500 kg für das qm, mithin $p = 500\,\frac{0{,}8 + 0{,}9}{2} = 425$ kg.

Stützweite = 1,1 m.

$$W = \frac{425 : 1{,}1^2}{8\,.\,8} = \text{rund } 8{,}1$$

$$\text{Auflagerdruck} = \frac{1{,}1\,.\,425}{2} = 230 \text{ kg.}$$

Träger II:

Widerstandsmoment infolge der Auflagerdrucke der Träger I

$$W_1 = \frac{230\,.\,0{,}9}{8} = 25{,}8.$$

Mit Rücksicht auf die vorspringenden Säulen und Gesimse wird die auflastende Wand mit einer durchschnittlichen Stärke von 0,30 m voll ohne Abzug der Fenster durchgerechnet. Gewicht von 1 cbm Mauerwerk = 1600 kg. Die Höhe der Wand einschließlich oberer Balkenbrüstung betrage 13 m, außerdem ruht auf der vorderen Wand die halbe Fußbodenlast der beiden oberen Geschosse, mithin:

$$p = 0{,}30\,.\,13{,}0\,.\,1600 + \frac{500\,.\,1{,}0}{2} = 6490 \text{ kg.}$$

Dieser Last entspricht:

$$W_2 = \frac{6490\,.\,2{,}6^2}{8\,.\,8} = \text{rund } 685.$$

Mithin:

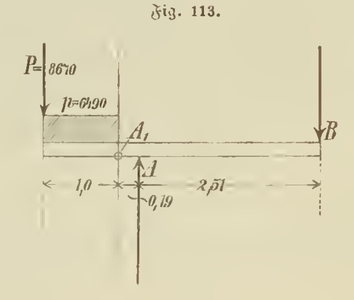
$$W = W_1 + W_2 = 26 + 685 = 711\ (\text{cm}^3)$$

$$\text{Auflagerdruck } P = 230 + \frac{6490\,.\,2{,}6}{2} = 8670 \text{ kg.}$$

Träger III (Fig. 113):

Die Belastung p durch die Wand ist die gleiche wie bei Träger II, nur die Deckenlast der oberen Geschosse kommt in Fortfall, dafür ist die Last der halben Endkappe des untersten Fußbodens in Rechnung zu ziehen. Es wird daher p ebenso groß angenommen wie bei Träger II.

Fig. 113.



Das Moment an der Einspannungsstelle bei A_1 beträgt:

$$M = 8670\,.\,1{,}0 + \frac{6490\,.\,1{,}0^2}{2} = 11\,915 \text{ kgm,}$$

mithin

$$W = \frac{M}{8} = \frac{11\,915}{8} = \text{rund } 1500.$$

Für die Berechnung des Auflagerdruckes in B ist die Kenntnis der Lage des Stützpunktes A Vorbedingung.

Nach der ersten Gleichgewichtsbedingung muß

$$B + 8670 + 6490\,.\,1{,}0 = A \text{ sein.}$$

Nimmt man zunächst näherungsweise A_1 als Stützpunkt an, so ist für diesen als Drehpunkt

$$B\,.\,2{,}7 = 8670\,.\,1{,}0 + \frac{6490\,.\,1{,}0^2}{2}.$$

Hieraus

$$B = 4410 \text{ kg}$$

und näherungsweise $A = 4410 + 8670 + 6490 \cdot 1{,}0 = 19\,570$ kg.

Zur Druckverteilung wird ein Unterlagstein aus Granit mit quadratischer Grundfläche gewählt, dessen Größe so zu bestimmen ist, daß das unterliegende Mauerwerk (Klinkermauerwerk in Zement) nur mit 15 kg f. d. qcm belastet wird. Mithin ergibt sich die Grundfläche des Steines:

$$f = \frac{19\,570}{15} = 1305 \text{ qcm}$$

und bei quadratischer Grundfläche eine Seitenlänge des Steines:

$$a = \sqrt{1305} = \text{rund } 36 \text{ cm}.$$

Hierfür wird $a = 38$ cm gewählt.

Da der Stützpunkt A in der Mitte dieser Fläche liegen muß, wenn eine gleichmäßige Druckverteilung stattfinden soll, so ergibt sich die Länge PA zu $1{,}0 + \frac{0{,}38}{2} = 1{,}19$ m und die Länge AB zu $2{,}7 - 0{,}19 = 2{,}51$ m.

Nunmehr kann B genau ermittelt werden.

Es ist für Drehpunkt A:

$$B \cdot 2{,}51 = 8670 \cdot 1{,}19 + 6490 \cdot 1{,}0 \cdot 0{,}69.$$

Hieraus

$$B = 5900 \text{ kg}$$

und

$$A = 5900 + 8670 + 6490 \cdot 1{,}0 = 21\,060 \text{ kg}.$$

Die wirkliche Pressung des Mauerwerks ergibt sich nun zu

$$\frac{21\,060}{38 \cdot 38} = 14{,}6 \text{ kg},$$

ist also nicht zu groß.

Das größte Moment des Trägers III liegt bei A und wird demnach:

$$M = B \cdot 2{,}51 = 5900 \cdot 2{,}51 = 14\,800 \text{ kgm}$$

$$W = \frac{14\,800}{8} = 1850.$$

Träger IV (Fig. 114):

Auf Träger IV wirken die nach oben gerichteten Auflagerdrucke der Träger III in den Punkten BB (Fig. 114a) und zwar ist $B = 5900$ kg (siehe oben).

Ferner lastet auf dem Träger IV die im Grundriß (Fig. 114b) schraffirte Deckenfläche.

Da die Beanspruchung des Trägers günstiger wird, je geringer diese Deckenlast ist, so darf nur das Eigengewicht der Decke, nicht die Nutzlast in Rechnung gezogen werden. Wird das mit Sicherheit zur Wirkung kommende Eigengewicht der Decke zu 250 kg f. d. qm angenommen, so ergibt sich die Gesamtlast der Decke auf Träger IV zu

$$\left(\frac{7{,}4 \cdot 2{,}2}{2} + \frac{7{,}4 + 2{,}6}{2} \cdot 1{,}05\right) 250 = 3350 \text{ kg}.$$

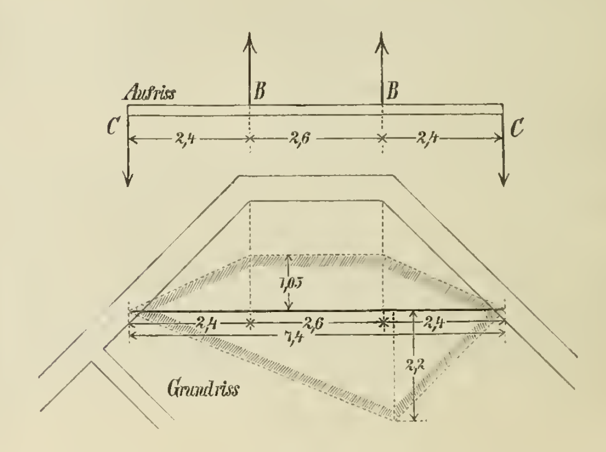
Behufs Vereinfachung der Rechnung wird angenommen, diese Last sei gleichmäßig über den Träger IV verteilt, dann ist:

$$p = \frac{3350}{7{,}4} = 453 \text{ kg f. d. m}$$

$$\text{Auflagerdruck } C = 5900 - \frac{453 \cdot 7{,}4}{2} = 4230 \text{ kg}$$

(abwärts gerichtet).

Fig. 114a und b.



Das größte Moment liegt im Angriffspunkt von B, da hier die Vertikalkraft das Vorzeichen wechselt.

Es ist nämlich:

V links von B $= 4230 + 453 \cdot 2{,}4 = +5315$
rechts „ „ $= 4230 + 453 \cdot 2{,}4 - 5900 = -583$.

Ein zweiter Bruchquerschnitt liegt in der Mitte des Trägers, da hier die Vertikalkraft Null.

Das Moment im Punkt B beträgt

$$M_B = 4230 \cdot 2{,}4 + \frac{453 \cdot 2{,}4^2}{2} = 11\,500 \text{ kgm},$$

dasselbe in der Mitte des Trägers

$$M_m = 4230 \cdot 3{,}7 + \frac{453 \cdot 3{,}7^2}{2} - 5900 \cdot 1{,}3 = 11\,100 \text{ kgm}.$$

Mithin ist M_B das größere Moment.

$$W = \frac{11\,600}{8} = 1450.$$

* * *

Die in vorstehenden §§ 5, 6 und 7 entwickelten Formeln zur Ermittelung der Stützendrucke und Momente sind in Tab. 28 des Anhangs für die häufiger vorkommenden Belastungsfälle zusammengestellt. Auch sind der Vollständigkeit halber noch einige selten vorkommende, von der vorstehenden Betrachtung ausgeschlossene Belastungsfälle mit aufgeführt.

§ 8.

Querschnittsbestimmung.

Nachdem das größte Biegungsmoment eines Trägers ermittelt worden ist, ergibt sich das Widerstandsmoment, welches der Trägerquerschnitt mindestens besitzen muß, nach Gleichung (3), S. 28 zu:

$$W = \frac{M}{k}.$$

k ist die zulässige Inanspruchnahme des Materials auf Zug und Druck. Dieselbe ist mit Rücksicht auf die Güte des Materials und die Anforderungen, welche man an die Sicherheit der Konstruktion stellt, festzusetzen. Das im Handel vorkommende Walzeisen ist von sehr verschiedener Güte. Liegen einer Lieferung die im Kap. 1, S. 7 u. f. empfohlenen Bedingungen zu Grunde und wird deren Innehaltung durch eine strenge Prüfung der Materialien gewährleistet, so ist es jedenfalls genügend, bei den ruhenden und keinen Erschütterungen ausgesetzten Eisenkonstruktionen k für gewalzte Träger zu 800 kg, für genietete Konstruktionen zu 900 kg f. d. qcm anzunehmen. Der Unterschied in der Inanspruchnahme ist dadurch begründet, daß die gewalzten I-Träger in der Regel aus weniger gutem Material bestehen, als die Bleche und Profileisen der genieteten Träger. Außerdem besitzen die gedrückten Flanschen der Walzträger bei höheren Beanspruchungen nicht genügende Seitensteifigkeit gegen Ausknicken.

Ist es nicht möglich, die oben erwähnten Bedingungen vorzuschreiben und ist man auf geringere marktgängige Ware angewiesen, so empfiehlt es sich k etwas kleiner anzunehmen, etwa zu 750 kg bei gewalzten, und zu 800 kg f. d. qcm bei genieteten Trägern. Diese Werte sind auch beizubehalten, wenn es sich um Konstruktionen handelt, auf welchen Maschinenteile ruhen, oder welche infolge anderer Ursachen Erschütterungen ausgesetzt sind.

In manchen Städten ist der Wert von k polizeilich festgesetzt. In diesen Fällen darf man selbstredend über diesen Wert nicht hinausgehen.

Bei nachfolgenden Berechnungen werden wir meist den Wert k = 800 kg bei Walzträgern, k = 900 kg bei genieteten Konstruktionen festhalten.

Ergibt sich das Widerstandsmoment kleiner als 1700, so findet man den entsprechenden gewalzten I-Träger, indem man in Spalte 8 der Tab. 10 den nächst höheren Wert des Widerstandsmomentes aufsucht. Der zugehörige Träger besitzt die erforderliche Tragfähigkeit. Werden statt des I-Trägers [oder] [-Eisen verwendet, so hat man die Tab. 11 zu benutzen. Ist der Trägerquerschnitt an irgend einer Stelle durch Niete geschwächt, so muß man das Biegungsmoment für die betreffende Stelle ermitteln und prüfen, ob das Widerstandsmoment des durch Niete geschwächten Querschnitts nicht etwa kleiner ist, als das an der betreffenden Stelle erforderliche. Andernfalls ist der Trägerquerschnitt nach dem geschwächten Querschnitt zu bestimmen. Man braucht hierbei jedoch nur die etwa im Flansch vorkommenden Nietlöcher zu berücksichtigen, Nietlöcher im Steg haben so geringen Einfluß auf die Größe des Widerstandsmomentes, daß sie vernachlässigt werden können. Auch ist ein Abzug der nur im gedrückten Gurt vorkommenden Nietlöcher unter der Annahme, daß die Niete die Löcher vollständig ausfüllen, nicht erforderlich. Sitzen jedoch die Niete im gezogenen Flansch, oder in beiden Flanschen, so bringt man die Nietlöcher beider Flanschen mit Rücksicht auf die einfachere Rechnung in Abzug. Wegen Berechnung des Nietabzugs vgl. Kap. 2, S. 36 und 37.

Übersteigt das Widerstandsmoment den Wert von 1700, so muß ein genieteter Träger und zwar je nach der verfügbaren Höhe ein Blech- oder Kastenträger verwendet werden.

Man hat hierbei einen beliebigen Querschnitt anzunehmen, zu prüfen, ob der Querschnitt das erforderliche Widerstandsmoment besitzt und nach Bedarf den Querschnitt zu schwächen, oder zu verstärken. Zur schnelleren Auffindung eines passenden Querschnitts dienen die Tab. 26 und 27.[1]) Tab. 26 enthält die Trägheitsmomente für verschiedene Steghöhen, Winkeleisensorten und Gurtplatten. Die Benutzung geht aus dem der Tabelle beigefügten Beispiel hervor. Tab. 27 enthält die ausgerechneten Widerstandsmomente für 1—3 Gurtplatten jedoch nur für eine bestimmte Winkelsorte.

Das Widerstandsmoment bezieht sich auf eine Gurtplattenbreite gleich der Breite der Winkelschenkel zuzüglich der Stegdicke. Sind die Gurtplatten breiter, so findet man den für jedes cm Breite zu machenden Zuschlag zum Widerstandsmoment aus den Spalten 10, 12, 14.

Es beträgt z. B. für $h_o = 40$, 3 Gurtplatten von je 17 cm Breite und 1 cm Stärke und 8.8.1 große Winkeleisen nach Spalte 8 der Tab. 27 das Widerstandsmoment = 2496. Soll die Gurtplattenbreite statt 17 = 22 cm betragen, so ergibt sich der Zuschlag nach Spalte 14

$$(22 - 17)\ 121 = 605.$$

Mithin

$$W = 2496 + 605 = 3101.$$

Bei Aufsuchen eines passenden Trägers zu einem gegebenen Widerstandsmoment bedient man sich zunächst der Tab. 27, um die ungefähren Trägerabmessungen festzustellen.

In vielen Fällen wird dieser Querschnitt dann sofort Verwendung finden können, andernfalls kann man leicht die

1) Von ausführlicheren Tabellen ist zu empfehlen: „Dr. H. Zimmermann, Trägheitsmomente, Widerstandsmomente und Gewichte genieteter Blechträger. Berlin, Selbstverlag."

je nach Lage des Falls wünschenswerten Änderungen in den Abmessungen der Winkel und Gurtplatten vornehmen und dann das Widerstandsmoment des abgeänderten Querschnitts mit Hilfe der Tab. 26, oder mittels direkter Rechnung (vgl. hierüber S. 37) ermitteln.

Bei Kastenträgern verfährt man ebenso, indem man zunächst nur eine Blechwand berücksichtigt, oder indem man zwei Träger annimmt und beide dann vereinigt. Die wegfallenden inneren vier Winkeleisen sind dann durch entsprechend breitere Gurtplatten zu ersetzen.

Alles weitere ergibt sich aus den am Schlusse dieses § angeführten Beispielen.

Bei den genieteten Trägern würde eine unnötige Materialverschwendung entstehen, wollte man die für den Bruchquerschnitt als nötig befundenen Kopfplatten gleichmäßig bis zu den Auflagern durchführen. Dieselben brauchen nur bis zu der Stelle des Trägers zu reichen, an welcher der Querschnitt ohne Kopfplatte genügend groß ist, um das an dieser Stelle noch vorhandene Biegungsmoment aufzunehmen.

Über diese Stelle führe man jedoch die Kopfplatte noch um einen Nietabstand = 12 cm hinweg, damit die erforderliche Kraftübertragung durch ein Niet bereits vor dem theoretischen Ende der Kopfplatte bewirkt wird.

Mit Ausnahme der ganz einfachen Belastungsfälle findet man das Ende der Kopfplatte am besten graphisch, indem man die Kurve der erforderlichen Widerstandsmomente mit Hilfe des Seilpolygons aufzeichnet und die verschiedenen Widerstandsmomente des Querschnitts ohne und mit 1 bez. 2 Kopfplatten einträgt. Das theoretische Ende der Kopfplatte liegt jedesmal an dem Schnittpunkt beider Momentenlinien.

Auf Taf. 6 sind in Fig. 3 die für die einzelnen Querschnitte erforderlichen Widerstandsmomente aufgetragen. Die Verbindungslinie der Endpunkte der Ordinaten ist die Momentenkurve $A\,\alpha\,\beta\,\gamma\,\delta\,\gamma\,\beta\,\alpha\,B$. Trägt man die Werte von W_0, W_1, W_2 des gewählten Querschnitts als Ordinaten auf und zieht durch die Endpunkte die parallelen Linien a-a, b-b .... so bezeichnen die Schnittpunkte α, β .... diejenigen Stellen, an welchen das Widerstandsmoment des Querschnitts ohne Kopfplatte gerade noch ausreicht.

In den Fällen, in welchen nur eine gleichmäßig über den Träger verteilte Last vorliegt, ist jedoch die Bestimmung der Kopfplattenlänge durch Rechnung einfacher, als das graphische Verfahren. Bezeichnet W_0 das Widerstandsmoment des Querschnitts ohne Kopfplatte, W_1, W_2, W_3 die Widerstandsmomente mit 1, 2 und 3 Kopfplatten, so ist

$$W_0 = \frac{M_0}{k}$$

$$W_1 = \frac{M_1}{k} \text{ u. s. f.}$$

Das Moment für eine beliebige Stelle im Abstand x ist (Fig. 106, S. 61):

$$M_x = \underbrace{\frac{p\,l}{2}}_{A} x - \frac{p\,x^2}{2} = k\,W.$$

Hieraus folgt:

$$x = \frac{l}{2} - \sqrt{\left(\frac{l}{2}\right)^2 - \frac{1800\,W}{p}}.$$

(Wenn k entsprechend S. 67 für genietete Träger = 900 gesetzt wird.)

Für die Rechnung bequemer ist:

$$x = \frac{l}{2} - \sqrt{\left(\frac{l}{2}\right)^2 - \frac{18\,W}{p}} \quad . \quad . \quad (35)$$

Hierin ist l in m, p in kg f. d. m, W bezogen auf cm einzusetzen. Man erhält dann x in m.

Setzt man in Gleichung (35) für W der Reihe nach W_0, W_1, W_2 ein, so erhält man den entsprechenden Abstand des Endes der Kopfplatte von dem Auflager. Die theoretische Plattenlänge ergibt sich dann zu

$$L = l - 2x$$

und die praktische Plattenlänge zu

$$L = l + 0{,}24 - 2x \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (36)$$

worin l und x in m einzusetzen sind. — — —

* * *

Bei Bestimmung des Trägerquerschnitts muß außerdem die Durchbiegung berücksichtigt werden. Ist nämlich die Trägerhöhe im Verhältnis zur Spannweite zu gering, so findet bei stoßweiser Belastung ein Federn der Konstruktion statt, welches die Haltbarkeit ungünstig beeinflußt.

Erfahrungsmäßig sollte in diesem Falle die bei voller Belastung eintretende Durchbiegung $^1/_{600}$ der Trägerlänge nicht übersteigen. Bei gleichmäßig verteilter Last beträgt nach der Theorie der elastischen Linie die größte Durchbiegung:

$$\delta = \frac{1}{EJ}\,\frac{5}{384}\,p\,l^4.$$

Nun ist

$$M = \frac{p\,l^2}{8} = k\,.\,W = 800\,\frac{J}{h/_2} = 1600\,\frac{J}{h}.$$

Mithin:

$$\frac{p\,l^2}{J} = \frac{12\,800}{h}.$$

Dies in obige Gleichung eingesetzt gibt:

$$\delta = \frac{5\,.\,12\,800}{384\,.\,E}\,\frac{l^2}{h} = \frac{l}{600} \text{ (nach obiger Bedingung).}$$

Wird hierin E für Schmiedeeisen = 2 000 000 eingesetzt, so folgt:

$$\mathbf{l = 20\,h} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (37)$$

Es darf hiernach die freie Länge eines Trägers höchstens das 20 fache der Trägerhöhe betragen, wenn die Durchbiegung nicht das zulässige Maß (von $^1/_{600}$ l) überschreiten soll.

Ein Träger von 20 cm Höhe darf also höchstens 4,0 m weit frei liegen.

Diese Regel ist namentlich bei Deckenkonstruktionen mit enger Trägerteilung zu beachten, weil hier die Berechnung gewöhnlich eine kleinere Trägerhöhe als $^1/_{20}$ der Länge erfordert; bei den mehr ruhenden Belastungen der Dachstühle kann eine größere Durchbiegung und entsprechend geringere Trägerhöhe zugelassen werden (vgl. hierüber Kap. 12, § 3 u. 4).

Obige Gleichung (37) ist nur richtig, wenn $k = 800$ in die Rechnung eingeführt wird. Bei größerem k darf die freie Länge noch weniger betragen, wenn nachteilige Schwankungen des Fußbodens vermieden werden sollen.

* * *

Beispiele:

12) In Beispiel 7, S. 62 betrug das erforderliche

$$W = 390.$$

Nach Tab. 10 genügt hierfür ein I-Träger Nr. 26, dessen $W = 446$. Mit Rücksicht auf Durchbiegung darf bei diesem Träger die freie Länge nicht mehr als $0{,}26 \,.\, 20 =$ 5,2 m betragen.

Dieselbe beträgt 5,15 m. Der Querschnitt genügt mithin auch der Forderung bezüglich der Durchbiegung.

Würde aber beispielsweise die Deckenlast nur 500 kg anstatt 750 kg betragen, so würde diese ein Widerstandsmoment von nur $\frac{390 \,.\, 500}{750} = 260$ erfordern, für welches Träger Nr. 22 genügen würde. Mit Rücksicht auf die Durchbiegung muß jedoch auch hier Träger Nr. 26 gewählt werden, da $20 \,.\, 0{,}22$ nur eine freie Länge von 4,4 m ergibt.

In der Verwendung von I Nr. 26 liegt mithin in letzterem Falle eine Materialverschwendung, welche nur dadurch zu beseitigen ist, daß der Trägerabstand größer gewählt wird. Der dem Widerstandsmoment 446 entsprechende Trägerabstand x folgt aus der Grundgleichung

$$M = k \,.\, W.$$

Hierin ist $M = \frac{p l^2}{8} = \frac{500 \,.\, x l^2}{8}$, da $p = x \,.\, 500$, ferner ist $k = 8{,}0$, $W = 446$, $l = 5{,}15$ einzusetzen.

Demnach:

$$\frac{500 \,.\, x \,.\, 5{,}15^2}{8} = 8 \,.\, 446.$$

Hieraus

$$x = 2{,}15.$$

Man muß demnach die Träger in Abständen von 2,15 m anordnen, wenn man bei einer freien Länge von 5,15 m und einer Last von 500 kg f. d. qm eine Eisenverschwendung vermeiden will. Zu untersuchen bleibt jedoch in jedem Falle, ob sich diese Balkenentfernung durchführen läßt, ohne daß andere Nachteile (Vermehrung des Eigengewichts, Verteuerung der Zwischenkonstruktionen) eintreten, welche die Ersparnis wieder aufheben.

Im Falle die Balkenentfernung von 1,25 m beibehalten werden muß, würde man anstatt I Nr. 26 vorteilhafter ⊏ Nr. 26 dessen $W = 374$ anwenden. Es wiegt nämlich I Nr. 26 = 41,9 kg, ⊏ Nr. 26 nur = 37,8 kg. Da jedoch ⊏-Eisen gewöhnlich im Preise etwas höher stehen, als I-Eisen, der Gewichtsunterschied außerdem nur gering ist, so wird sich die Verwendung von I und ⊏-Eisen ziemlich gleich bleiben.

13) Eine Wand von 3,0 m Höhe, 0,50 m Stärke soll auf eine freie Länge von 8,0 m durch Träger unterstützt werden. Es ist

$$W = \frac{3{,}0 \,.\, 0{,}5 \,.\, 1600 \,.\, 8{,}0^2}{8 \,.\, 8} = 2400.$$

Damit die erforderliche Breite für Auflagerung der Wand auf den Trägerflanschen gewonnen wird, sind mehrere Träger nebeneinander zu verlegen, welche zusammen das Widerstandsmoment 2400 besitzen müssen.

Die geringste mit Rücksicht auf Durchbiegung zulässige Trägerhöhe ist $\frac{8}{20} = 0{,}40$ m. I-Träger Nr. 40 besitzt ein Widerstandsmoment von 1472. Mithin beträgt die größte Anzahl der nebeneinander zu verlegenden Träger

$$= \frac{2400}{1472} = 2,$$

wenn Walzträger verwendet werden sollen. Die geringste Materialverschwendung würde bei Anwendung nur eines genieteten Trägers eintreten, da jeder der beiden Träger Nr. 40 ein Widerstandsmoment von 1472 besitzt, während nur $W = 1200$ notwendig ist. Der entstehende Vorteil wird durch den höheren Preis der genieteten Träger jedoch wieder aufgehoben.

14) Das Widerstandsmoment des 8,95 m langen Unterzugs (Beispiel 8, S. 62) betrug 4180. Bei unbeschränkter Trägerhöhe würde ein genieteter Träger von etwa $\frac{7{,}5}{12} = 60$ cm Höhe geeignet sein. Ein passender Träger wäre demnach Nr. 62 der Tab. 27 mit drei Gurtplatten. Es reicht jedoch auch bereits Träger Nr. 60, wenn die Gurtplatten entsprechend verbreitert werden.

Der Zuschlag für 1 cm Gurtplatte bei drei Platten von je 1 cm beträgt nach Spalte 14 = 180, mithin die erforderliche Verbreiterung der Gurtplatten, um $W = 4180$ zu erhalten:

$$b = \frac{4180 - 4081}{180} = 0{,}6 \text{ cm}.$$

Bei Verwendung von nur zwei Gurtplatten würde sich bei Nr. 60 die Verbreiterung zu

$$b = \frac{4180 - 3350}{120} = 6{,}9 \text{ cm}$$

ergeben.

Da jedoch nach S. 54c der Überstand der Gurtplatte nicht größer als höchstens gleich dem 3fachen der Plattenstärke zu bemessen ist, so ist dieser Querschnitt nicht brauchbar. Man muß dann entweder einen höheren Träger wählen, oder bei gleicher Höhe größere Winkeleisen verwenden.

Erscheinen zwei oder mehrere Querschnitte für den vorliegenden Zweck gleich geeignet, so gibt das Gewicht den Ausschlag. Man sei jedoch hierbei nicht zu ängstlich, da die Ersparnis von einigen kg oft nicht den Mehraufwand an Zeit und Mühe ausgleicht.

Halten wir an dem zuerst ermittelten Querschnitt mit 3 Gurtplatten fest, so folgt die Plattenlänge nach S. 68 aus Gleichung (35) und (36).

Es ist:

$$l = 8{,}95 \text{ m}$$

$$p = 3750 \text{ kg f. d. m}$$

$$\left.\begin{array}{l} W_0 = 1879 \\ W_1 = 2626 \\ W_2 = 3350 \end{array}\right\} \text{Tab. 27, Spalte 2, 4, 6}^{1)}$$

mithin

$$x_0 = \frac{8{,}95}{2} - \sqrt{\left(\frac{8{,}95}{2}\right)^2 - \frac{18 \,.\, 1879}{3750}}$$

$$x_0 = 1{,}15$$

$$L_1 = 8{,}95 + 0{,}24 - 2 \,.\, 1{,}15 = 6{,}89.$$

Ebenso folgt

$$x_1 = \frac{8{,}95}{2} - \sqrt{\left(\frac{8{,}95}{2}\right)^2 - \frac{18 \,.\, 2626}{3750}} = 1{,}75$$

$$L_2 = 8{,}95 + 0{,}24 - 2 \,.\, 1{,}75 = 5{,}69$$

$$x_2 = \frac{8{,}95}{2} - \sqrt{\left(\frac{8{,}95}{2}\right)^2 - \frac{18 \,.\, 3350}{3750}} = 2{,}50$$

$$L_3 = 8{,}95 + 0{,}24 - 2 \,.\, 2{,}50 = 4{,}19.$$

Ist die Konstruktionshöhe sehr beschränkt, so wird man, um eine möglichst geringe Trägerhöhe zu erzielen, einen Kastenträger mit drei Gurtplatten wählen. Man ermittle zunächst aus Tabelle 27 den Träger, dessen Höhe gleich der verfügbaren Konstruktionshöhe ist. Letztere sei gleich der mit Rücksicht auf Durchbiegung kleinsten zulässigen Höhe $= \frac{8{,}95}{20} = 46$ cm einschließlich der Gurtplatten.

1) Unter Vernachlässigung der unbedeutenden Verbreiterung der Gurtplatten.

Nehmen wir zunächst drei Platten von je 1,0 cm Stärke in Aussicht, so ist mithin

$$h_0 = 46 - 6 = 40 \text{ cm}.$$

Für diesen Träger Nr. 40 beträgt nach Tab. 27

$$W_3 = 2496.$$

Hierzu das Widerstandsmoment des zweiten Steges des Kastenträgers $= \frac{b h^2}{6} = \frac{1 \,.\, 40^2}{6} = 267$ (annähernd [1])

$$W_3 = 2496 + 267 = 2763.$$

Erforderlich ist $W = 4180$, mithin ist eine Verbreiterung der Gurtplatten vorzunehmen, deren

$$W = 4180 - 2763 = 1417.$$

Nach Spalte 14 beträgt der Zuwachs des Widerstandsmomentes bei 1 cm Gurtplattenbreite = 121.

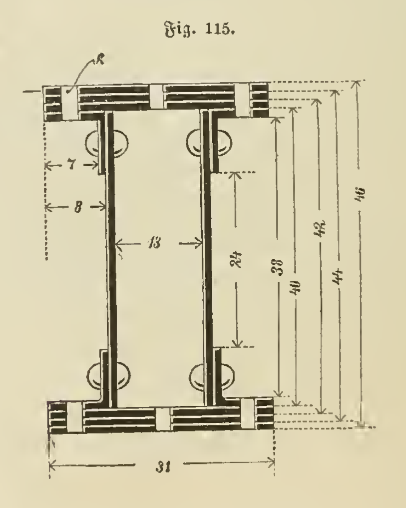
Mithin Verbreiterung der Platten $= \frac{1417}{121} = 11{,}7$ cm

und ganze Plattenbreite mit Rücksicht auf das in der Mitte anzuordnende Niet

$$= 17 + 11{,}7 + 2 = 30{,}7, \text{ dafür } 31 \text{ cm}.$$

Hiernach ergibt sich der in Fig. 115 dargestellte Querschnitt des Trägers. Die Plattenlänge wird in gleicher Weise wie bei dem vorigen Querschnitt ermittelt.

Fig. 115.



15). Das größte Widerstandsmoment des Trägers in Beispiel 10, S. 63, betrug im Abstand von 3,82 m vom linken Auflager = 5300. Mit Rücksicht auf die Auflagerung der 0,4 m breiten Mauer und die seitliche Steifigkeit, sowie eine möglichst geringe Konstruktionshöhe empfiehlt sich

1) Genau genommen ist das Widerstandsmoment des Steges für W_1, W_2, W_3 verschieden. Bei der genauen Berechnung müßte das Trägheitsmoment des Steges ermittelt und durch die jeweilige halbe Trägerhöhe dividirt werden. Nietlöcher sind hier nicht abzuziehen, da die senkrechten Niete bereits abgezogen sind.

die Anwendung eines genieteten Kastenträgers. Gewalzte Träger sind nicht mehr anwendbar, da die geringste zulässige Trägerhöhe mit Rücksicht auf Durchbiegung $= \frac{8{,}95}{20}$ bereits 44,8 cm beträgt und die Verwendung gewalzter Träger über Nr. $42^1/_2$ sich nicht empfiehlt. (Vgl. S. 53.)

Die zulässige Konstruktionshöhe betrage = 50 cm. Dann ergibt sich der auf Taf. 7, Fig. 3e dargestellte Querschnitt als ausreichend. Nach Tab. 27 ist für Träger Nr. 44

$$W_0 = 1222$$
$$W_1 = 1741$$
$$W_2 = 2267$$
$$W_3 = 2801.$$

Das Widerstandsmoment des zweiten Steges beträgt $w_0 = \frac{44^3}{12 \,.\, 25} = 283$ (in cm³), dasjenige der Gurtplattenverbreiterung (18 cm)

$$w_1 = 18 \,.\, 44 = 790$$
$$w_2 = 18 \,.\, 88 = 1580$$
$$w_3 = 18 \,.\, 132 = 2380.$$

Mithin betragen die Gesamtmomente

$$W_0 = 1222 + 283 = 1505$$
$$W_1 = 1741 + 283 + 790 = 2814$$
$$W_2 = 2267 + 283 + 1580 = 4130$$
$$W_3 = 2801 + 283 + 2380 = 5464.$$

Die Plattenlängen ergeben sich aus Taf. 6, Fig. 3. Zwischen dem Auflager und dem Ende der ersten Platte werden behufs seitlicher Aussteifung die Stege mittels Gitterwerk verbunden, statt dessen kann man jedoch auch die erste Gurtplatte bis zum Auflager durchführen.

Der vorstehend berechnete Kastenträger findet sich auf Taf. 7 dargestellt.

16) Abmessungen der im Beispiel 11, S. 65 berechneten Erkerträger. (Dargestellt auf Taf. 8.)

Träger I. $W = 8{,}1$.

Gewählt wurden I-Eisen Nr. 10 mit $W = 34{,}4$. Ein kleineres Profil war mit Rücksicht auf das Einbringen der 10 cm starken Betondecke praktisch nicht anwendbar.

Träger II. $W = 711$.

Da an den Träger das Sandsteingesims und die Deckenträger angehängt werden mußten, so erschien, um eine Beanspruchung der Anschlußniete auf Zug zu vermeiden, ein aus zwei ⊏-Eisen bestehender Querschnitt zweckmäßig. Zwischen den beiden Stegen verbleibt ein 1 cm breiter Zwischenraum für die Anschlußbleche. Das Auflager wird gleichfalls durch ein Futterblech versteift.

Gewählt wurden zwei ⊏-Eisen Nr. 26, deren $W = 2 \,.\, 374 = 748$ genügt.

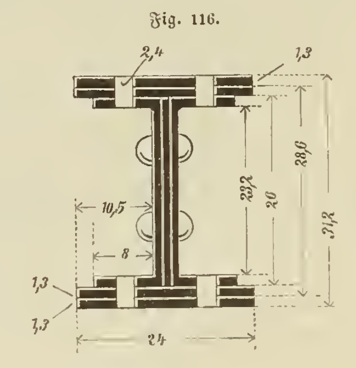
Träger III.

Das unter diesen Trägern befindliche Gesims wird durch Sandsteinkonsolen gestützt und braucht somit nicht an den Trägern aufgehängt zu werden. Der Querschnitt wird hier durch die Forderung bedingt, daß der Träger weder nach oben noch nach unten aus der Zwischendecke hervortreten soll.

Die Balkenhöhe beträgt 25 cm. Dieselbe wird, um eine brauchbare Querschnittsform zu erhalten, im vorderen Raume durch untergeschraubte 6 cm starke Latten auf 31 cm verstärkt. Die größte zulässige Trägerhöhe beträgt somit = 31 cm. Das größte Widerstandsmoment beträgt 1850.

Mit Rücksicht darauf, daß eine thunlichste Beschränkung der Flanschbreite wegen Anbringung des Sandsteingesimses erwünscht schien, wurde von der Wahl eines Kastenträgers Abstand genommen und der aus Fig. 116 ersichtliche Querschnitt gewählt.

Fig. 116.



Mit Abzug der Nietlöcher ergibt sich:

$$J_0 = \frac{14{,}2 \,.\, 26^3 - 2 \,.\, 5{,}6 \,.\, 23{,}2^3}{12} = \text{rund } 9120,$$

$$W_0 = \frac{9120}{13} = 700,$$

$$J_1 = J_0 + \frac{24 - 2 \,.\, 2{,}4}{12} \left(28{,}6^3 - 26^3\right) = \text{rund } 18\,430,$$

$$W_1 = \frac{18\,430}{14{,}3} = 1290,$$

$$J_2 = J_0 + \frac{19{,}2}{12} \left(31{,}2^3 - 26^3\right) = 29\,600,$$

$$W_2 = \frac{29\,600}{15{,}6} = \text{rund } 1900.$$

Plattenlänge.

Entfernung x vom freien Ende a (Fig. 117):

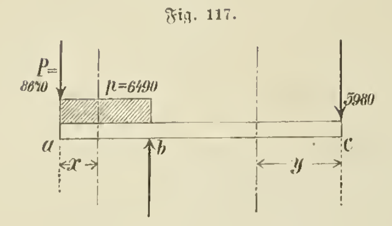
$$M = 8670 \,.\, x + \frac{6490\, x^2}{2} = 8 \,.\, W.$$

Hieraus

$$x = -1{,}34 + \sqrt{1{,}34^2 + \frac{W}{400}}$$

Für W = 700 wird $x_0 = 0{,}54$
„ W = 1290 „ $x_1 = 0{,}90$.

Fig. 117.



Praktische Länge der Platten von Auflagermitte nach dem freien Ende gemessen:

$$L_1 = 1{,}19 + 0{,}12 - x_0 = 0{,}77 \text{ m},$$
$$L_2 = 1{,}19 + 0{,}12 - x_1 = 0{,}41 \text{ m}.$$

Entfernung y vom Trägerende c.

$$M = 5980 \,.\, y = 8 \,.\, W,$$
$$y_0 = \frac{8 \,.\, 700}{5980} = 0{,}94,$$
$$y_1 = \frac{8 \,.\, 1290}{5980} = 1{,}73.$$

Praktische Länge der Platten von Auflagermitte b nach c zu gemessen:

$$l_1 = 2{,}51 + 0{,}12 - 0{,}94 = 1{,}69 \text{ m},$$
$$l_2 = 2{,}51 + 0{,}12 - 1{,}73 = 0{,}90 \text{ m}.$$

In ganz gleicher Weise sind die Abmessungen des Trägers IV zu bestimmen.

§ 9.

Lagerung der Träger auf dem Mauerwerk.

Gegen die in diesem und dem folgenden § zu gebenden Regeln wird bei den gewöhnlichen Bauausführungen am meisten und gröbsten gefehlt. Eine sachgemäße Lagerung der Träger auf der Unterlage ist erstes Erfordernis für die Haltbarkeit eines Bauwerks. Die in sorgfältigster Weise durchgeführte Ermittelung der Trägerabmessungen ist ohne jeden Wert, wenn die Auflager nicht genau mit derselben Sorgfalt und mit denselben Sicherheitsannahmen ausgeführt werden.

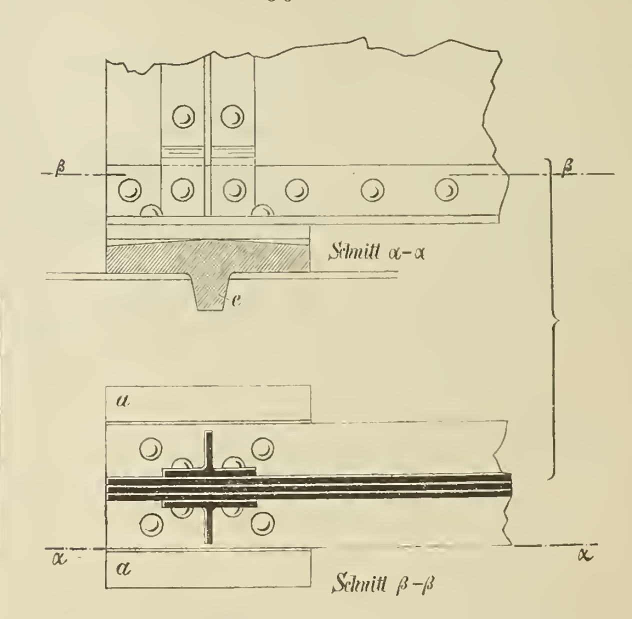
Wir beschäftigen uns hier zunächst nur mit der Lagerung der Träger auf Mauerwerk, die Lagerung auf eisernen Stützen und Säulen wird im nächsten Kapitel behandelt werden.

1. Unterlagsplatten an den Auflagern.

Während die hölzernen Balken eine hinreichende Breite besitzen, um ohne Weiteres auf dem Mauerwerk gelagert werden zu können, ist dies bei den mit nur schmalen Flanschen versehenen Eisenträgern nicht der Fall. Die Lagerfläche muß vielmehr hier durch eiserne Unterlagsplatten um soviel vergrößert werden, daß der auf das Mauerwerk ausgeübte Druck das zulässige Maß nicht überschreitet.

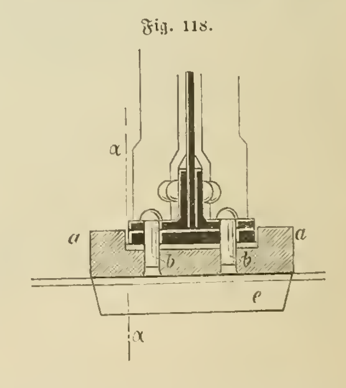
Bei den gewalzten Trägern genügen hierfür, wenn die Träger seitlich vermauert werden, glatte Platten von quadratischem oder rechteckigem Querschnitt.

Fig. 117a und b.



Genietete Träger können nicht in gleicher Weise seitlich eingemauert werden, da alsdann die Versteifungswinkel am Auflager eine Verschiebung infolge der Wärmeausdehnung nicht gestatten würden.[1]) Die Platten der genieteten und der aus irgend einem Grunde seitlich nicht vermauerten gewalzten Träger müssen daher an den Seiten erhöhte Leisten (a-a in Fig. 117b und 119) erhalten, welche eine seitliche Verschiebung der Träger verhindern. Die Längenverschiebung des Trägers wird durch eine feste Verbindung zwischen Lagerplatte und Träger einerseits

Fig. 118.



1) Bei Innenräumen ist für nicht sehr lange Träger die Temperaturschwankung von so geringem Einfluß, daß die entstehenden Bewegungen vom Mauerwerk aufgenommen werden können. Mit Rücksicht auf Brände ist dagegen eine Verschieblichkeit des einen Auflagers ausnahmslos bei allen Trägern zu empfehlen, bei langen Trägern aber unbedingt zu fordern.

und zwischen Lagerplatte und Mauerwerk anderseits verhütet. Die Verbindung zwischen Träger und Lagerplatte darf jedoch nur an einem der beiden Lager vorhanden sein, auf dem anderen Lager muß sich der Träger, soweit es die Wärmeausdehnung erfordert, frei in der Längenrichtung verschieben können. Die Verbindung zwischen Lagerplatte und Träger am festen Auflager erfolgt entweder durch Stifte (b b in Fig. 118), welche durch den Trägerflansch durchgesteckt werden und in ein in die Lagerplatte gebohrtes Loch greifen, oder durch Vorsprünge (c c Fig. 119), oder Leisten (d d Fig. 120), welche an die Lagerplatte angegossen sind. Die Verbindung zwischen Lagerplatte und Mauerwerk erfolgt

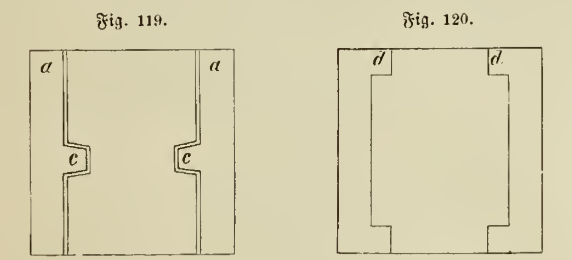
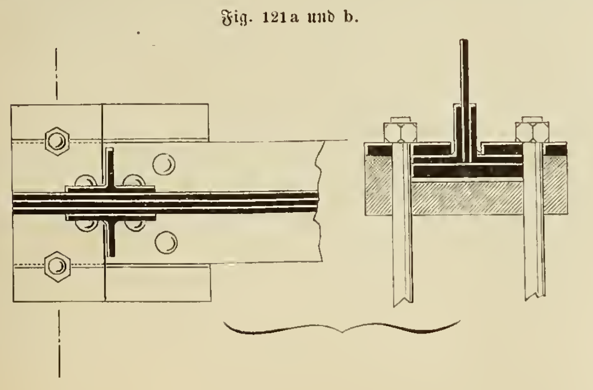


Fig. 119. Fig. 120.

am einfachsten durch Rippen (e Fig. 117a), welche an die Lagerplatte angegossen sind und in eingearbeitete Vertiefungen des Mauerwerks eingreifen. Letztere werden nach Verlegung der Lagerplatte mit Zement vergossen. Nur wenn ein Abheben des Trägers vom Lager zu befürchten ist, kommen statt, oder außer den vorgenannten Befestigungsmitteln Ankerschrauben, oder Steinschrauben in Anwendung, welche dann sowohl Lagerplatte, als Trägerflansch fassen müssen (Fig. 121).

Fig. 121a und b.



Man wendet die festen Lager nur bei Trägern von erheblicherer Spannweite (etwa 8 m und darüber) an, bei kleineren Spannweiten genügt es den Träger an einer Seite fest zu hintermauern. Ebenso genügt in vielen Fällen die Einmauerung zur Sicherung der Lage der Lagerplatte, alsdann können die vorbeschriebenen Verbindungsarten zwischen Lagerplatte und Unterlage auch entbehrt werden.

Infolge der Durchbiegung der Träger tritt bei ebenen Unterlagsplatten ein stärkerer Druck an der Kante der Unterlagsplatten auf. Aus diesem Grunde müssen solche Platten größer angenommen werden, als es die Rechnung ergibt, auch müssen die Platten mit der vorderen Kante um 3—5 cm von der Vorderflucht der Mauer zurückgerückt werden. Bei größeren gegossenen Platten gibt man der Lagerfläche eine abgedachte Form (Fig. 117a und 122a), wodurch eine stets gleichmäßige Druckverteilung erzielt wird. Bei den genieteten Trägern ist außerdem zu demselben Zwecke eine schmiedeeiserne Unterlagsplatte unter den Schenkeln der Winkeleisen mit versenkten Nieten zu befestigen.

2. Abmessungen der Lagerplatten.

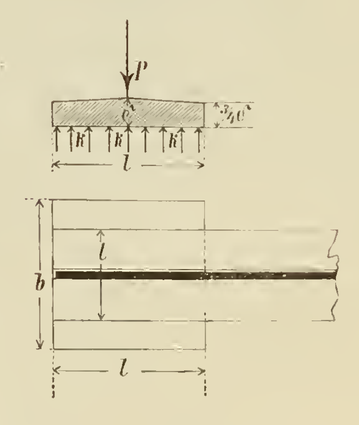
Ist k der zulässige Druck auf die Unterlage f. d. qcm, P der Auflagerdruck in kg, so muß sein:

$$l \cdot b = \frac{P}{k} \text{ (Fig. 122).}$$

Man setze $l = b$, dann ist

$$l = b = \sqrt{\frac{P}{k}} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (38)$$

Fig. 122a und b.



Die halbe Länge der Platte kann als Freiträger angesehen werden, welcher mit dem gleichmäßig verteilten Druck k beansprucht wird. Das Moment eines Plattenstreifens von der Tiefe = 1 cm beträgt alsdann

$$M = \frac{k\,l^2}{8} = k_1\,W.$$

k_1 ist die zulässige Zugfestigkeit der Platte, welche für Gußeisen = 250, für Schmiedeeisen = 750 kg f. d. qcm anzunehmen ist. Ferner beträgt

$$W = \frac{1 \cdot \delta^2}{6} = \frac{\delta^2}{6};$$

mithin bei gußeisernen Platten:

$$\frac{kl^2}{8} = \frac{250}{6}\,\delta_1^{\,2},\ \text{hieraus}\ \delta_1 = \frac{1}{18}\,l\sqrt{k} \quad . \quad (39)$$

bei schmiedeeisernen Platten:

$$\frac{kl^2}{8} = \frac{750}{6}\,\delta_2^{\,2},\ \text{hieraus}\ \delta_2 = \frac{1}{32}\,l\sqrt{k} \quad . \quad (40)$$

Für verschiedene Steinunterlagen ist anzunehmen:

k bei gewöhnlichem Ziegelmauerwerk . . . 8 kg
„ „ Klinkermauerwerk in Zementmörtel . . 15 „
„ „ festem Sandstein . . . . 20 „
„ „ gutem Granit . . . . 30 „

Demnach ergeben sich folgende abgerundete Ausdrücke für die Abmessungen der Lagerplatten.

Steinunterlage	$l = b$	δ_1	δ_2
Gewöhnliches Ziegelmauerwerk $k = 8{,}0$	$0{,}35\sqrt{P}$	$0{,}16\,l$	$0{,}09\,l$
Klinkermauerwerk in Zementmörtel $k = 15{,}0$	$0{,}26\sqrt{P}$	$0{,}22\,l$	$0{,}12\,l$
Auflagerstein aus festem Sandstein $k = 20{,}0$	$0{,}22\sqrt{P}$	$0{,}25\,l$	$0{,}14\,l$
Auflagerstein aus Granit $k = 30$ . .	$0{,}18\sqrt{P}$	$0{,}31\,l$	$0{,}17\,l$

P ist in kg, l in cm einzusetzen, um l, b, δ_1, δ_2 in cm zu erhalten. $l = b$ ist mindestens $= t + 6$ bei glatten; $t + 10$ bei geformten Lagerplatten; δ_1 mindestens $= 1{,}0$, δ_2 mindestens $= 1{,}5$ cm anzunehmen, falls obige Formeln kleinere Werte liefern sollten.

Ebenso sind die Formeln nur anwendbar, so lange die Stärken δ_1 nicht über 7 cm, δ_2 nicht über $2^1/_2$ cm sich ergeben. Letzteres ist bei Auflagerdrucken von etwa 20 t an der Fall. Bei Vollwandträgern kommen in der Regel höhere Lagerdrucke nicht vor. In Ausnahmefällen hat man die im Kap. 6 zu besprechenden Auflager für Fachwerkträger zu verwenden.

Nachdem die Abmessungen der Lagerplatte festgestellt sind, ergibt sich die Gesamtlänge eines Trägers, wenn zu der freien Länge (S. 62) die Länge der Lagerplatte hinzugezählt wird.

Es ist jedoch durchaus nicht immer erforderlich, den Träger bis an das Ende der Lagerplatte fortzuführen. Bei großen Lagerplatten würde dies zu einer nicht unerheblichen Materialverschwendung führen. In solchen Fällen ist die auf Taf. 25, Fig. 3 und 4 dargestellte Form des Lagers zweckmäßig. Der Träger ruht hier nur auf dem mittleren Teil der Platte auf, welche nach den Kanten hin abgedacht ist.

Eine Verschiebung des Trägers wird durch aufgegossene Leisten verhindert. Bei dem beweglichen Lager ist genügender Spielraum zwischen Trägerplatte und der Leiste des Lagers vorzusehen. Die dargestellte Verankerung des Lagers scheint in diesem Falle zwecklos, eine Verschiebung der Lagerplatte würde durch eine angegossene, in den Lagerstein eingreifende Rippe in einfacherer Weise verhindert worden sein.

3. Zwischenlage zwischen Lagerplatte und Stein.

Zwischen Lagerplatte und gemauerter Unterlage bringt man bei großen schwer belasteten Trägern zweckmäßig eine 6 mm starke Bleiplatte ein. Das Blei hat die Eigenschaft seine Form bei wechselndem Druck zu verändern und unter höherem Druck eine höhere Festigkeit anzunehmen. Es paßt sich demzufolge die Form des Bleilagers den Auflagerdrucken an und gewährleistet eine stets gleichmäßige Beanspruchung der Unterlage. Bei Trägern, welche Erschütterungen, etwa durch Maschinen, ausgesetzt sind, sollte man daher stets Bleiunterlagen anwenden. Bei ruhenden Konstruktionen genügt eine Zementfuge von 1 cm Stärke zwischen Platte und Mauerwerk. Hierbei wird die Lagerplatte auf kleinen eisernen Keilen in die richtige Lage gebracht und dann die zwischen Platte und Mauerwerk verbleibende Fuge mit Zement ausgegossen.

4. Auflagersteine.

Es ist wünschenswert die Stützweite und dementsprechend die Lagerplatte möglichst klein zu halten, damit an Material, sowohl des Trägers, als der Lagerplatte gespart wird. Zu diesem Zwecke schiebt man bei schweren Trägern zwischen dem Mauerwerk und der Lagerplatte ein besseres Material, also entweder einen Werkstein, oder einen in Klinkern und Zementmörtel gemauerten Mauerklotz ein. Die Flächengröße der Auflagersteine folgt unmittelbar aus Gleichung (38), wenn für k der Wert = 8 kg für gewöhnliches Ziegelmauerwerk eingesetzt wird. Alsdann ist die Seitenlänge des quadratischen Steines $= 0{,}35\sqrt{P}$. Die Höhe des Auflagersteines mache man mindestens gleich der halben Breite. Bei dem gegenwärtigen billigen Preise des Granits ist es, falls nicht etwa besondere Gründe dagegen vorliegen, am vorteilhaftesten, dieses Material zu wählen, wenn überhaupt Auflagersteine verwendet werden sollen. Klinkermauerwerk empfiehlt sich da, wo später Putz auf die Vorderfläche aufgebracht werden soll.

5. Einmauerung der Träger.

Die gewalzten Träger können seitlich vollständig vermauert werden, vor den Köpfen des Trägers muß dagegen für die Wärmeausdehnung ein Spielraum verbleiben, welcher mit Rücksicht auf Feuersbrünste im ganzen wenigstens für jedes m der Trägerlänge = 1 cm betragen muß. Ist der Kopf eines 6 m langen Trägers daher am einen Ende

fest vermauert, so muß hinter dem andern Kopf ein Spielraum von 6 cm gelassen werden (Fig. 123).

Die genieteten Träger müssen mit Rücksicht auf die Versteifungswinkel am beweglichen Auflager auch seitlich von

Fig. 123.

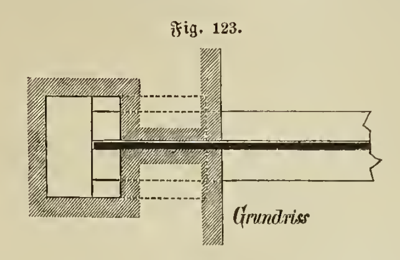
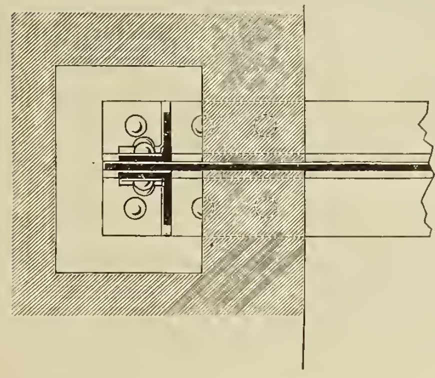


Fig. 124.



Mauerwerk frei gehalten werden. Ist es nicht angängig, die hierfür erforderliche Nische sichtbar zu lassen, so lege man die Versteifungswinkel möglichst an das Ende des Trägers, spare hier einen entsprechenden Hohlraum aus und schließe denselben in der Vorderflucht nur mit etwa $^1/_2$ Stein starker Vermauerung (Fig. 124).

6. Abmessungen der Mauerpfeiler.

Bei der Lagerung von Trägern auf Mauerpfeilern ist darauf zu achten, daß die zulässige Inanspruchnahme des Mauerwerkes in keinem Pfeilerquerschnitt überschritten wird. In Fig. 125 sei G die Last des Pfeilers oberhalb des Querschnitts q-q. Dann wird der letztere mit einer Gesamtlast von:

$$G + A + B$$

gepreßt.

Ist ferner f die Querschnittsfläche des Pfeilers, so ist bei zentrischer Lastwirkung nach Gleichung (2), S. 27 die Beanspruchung des Mauerwerks im Querschnitt q-q:

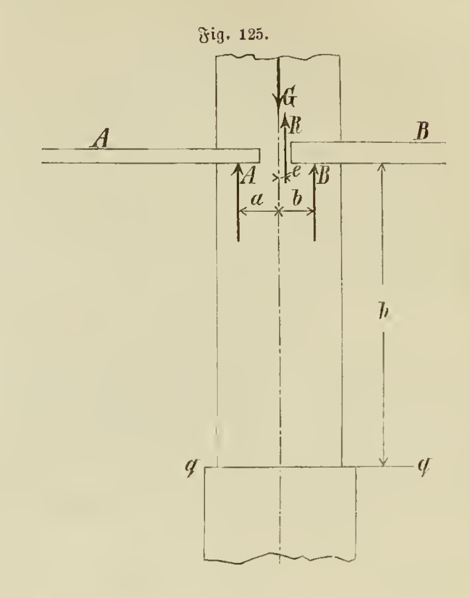
$$k_1 = \frac{G + A + B}{f} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (41)$$

Ist beispielsweise G = 50 t, A = B = 20 t, so muß mindestens

$$f = \frac{2 . 20\,000 + 50\,000}{80\,000} = 1{,}13 \text{ qm}$$

betragen, wenn der Pfeiler in gewöhnlichem Ziegelmauerwerk ausgeführt ist.

Fig. 125.



Für Klinkermauerwerk in Zement ist k = 15 kg f. d. qcm = 150 000 f. d. qm.

Hierfür würde

$$f = \frac{90\,000}{150\,000} = 0{,}6 \text{ qm}.$$

Vorstehende Rechnung ist nur richtig, wenn der Druck zentrisch wirkt, d. h. wenn die Mittelkraft sämtlicher Lasten mit der Schwerlinie des Pfeilers zusammenfällt. Um dies bei ungleichen Lagerdrucken A und B zu erreichen, sind die Lagermitten entsprechend unsymmetrisch zur Schwerlinie des Pfeilers anzuordnen. Nennen wir a und b den Abstand der Lagermitten A und B von der Pfeilermitte, so muß mithin

$$A . a = B . b \text{ sein.}$$

Ist beispielsweise A = 20 t, B = 30 t, und ist a entsprechend den Abmessungen des Lagers und des Pfeilers = 0,5 m, so muß der Abstand der Mitte des Lagers B von der Pfeilermitte

$$b = \frac{20 . 0{,}5}{30} = 0{,}33 \text{ m}$$

werden. Läßt sich dies nicht erreichen, oder sind die Träger wechselnden Belastungen unterworfen, so muß die einseitige Lastwirkung berücksichtigt werden.

Es sei nun allgemein A, B, a und b beliebig verschieden, und es schneide die Mittelkraft A + B den Pfeilerquerschnitt im Abstand e vom Schwerpunkt. Dann ist

$$A\,(a + e) = B\,(b - e)$$

und hieraus:

$$e = \frac{B\,b - A\,a}{B + A} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (42)$$

falls der Ausschlag e auf der B-Seite liegt. Andernfalls ist

$$e = \frac{A a + B b}{A + B}.$$

Ferner ist nach Gleichung (6), S. 33

$$k_d = \frac{A + B}{f} + \frac{(A + B) e}{W} \quad . \quad . \quad . \quad (43)$$

$$k_z = \frac{A + B}{f} - \frac{(A + B) e}{W} \quad . \quad . \quad . \quad (44)$$

Für rechteckigen Pfeilerquerschnitt von der Breite b und der Tiefe t ist

$$W = \frac{t \,.\, b^2}{6}.$$

Für beliebige andere Querschnitte ist zunächst das Trägheitsmoment J, danach W zu ermitteln.

Ist k_1 die aus dem Pfeilergewicht herrührende zentrische Pressung, so muß nunmehr

$k_d + k_1 \leqq k$ (zulässige Pressung des Mauerwerks)

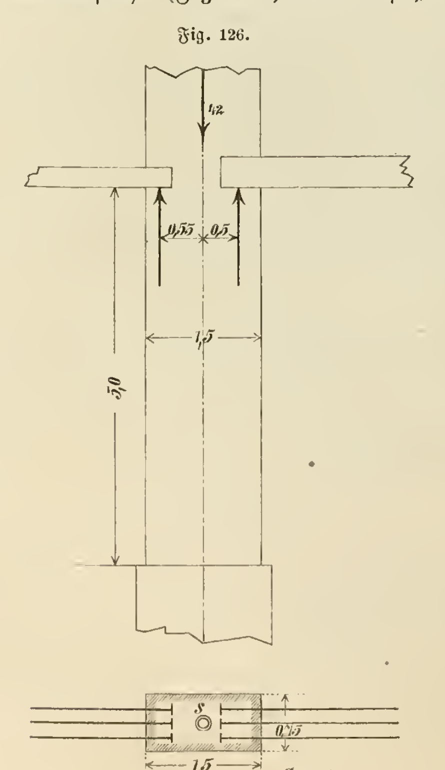
$k_1 + k_z \geqq 0$ sein.

Andernfalls ist der Pfeilerquerschnitt angemessen zu vergrößern.

Beispiel:

17) Ein im Erdgeschoß befindlicher Pfeiler von 1,5 . 0,75 m Grundfläche (Fig. 126) wird auf jeder Seite

Fig. 126.



durch die Auflagerung von je drei die Frontmauer und die Balkenlagen tragenden Unterzügen mit den Auflagerdrucken 3 . 20 = 60 t und 3 . 15 = 45 t belastet. Die Entfernungen der Lagermitten von den Pfeilermitten betragen 0,50 und 0,55 m; die Haltbarkeit des über dem Fundamentabsatz 5,0 m hohen Pfeilers soll untersucht werden.

Zunächst wird durch das zentrisch wirkende Pfeilergewicht G eine gleichmäßige Pressung auf den Querschnitt q-q ausgeübt. Es ist

$$G = 42 \text{ t}.$$

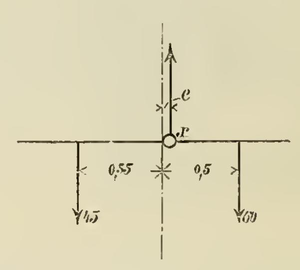
Mithin die hierdurch hervorgerufene Beanspruchung

$$k_1 = \frac{42\,000}{150 \,.\, 75} = 3{,}74 \text{ kg f. d. qcm}.$$

Der Abstand e (Fig. 127) der Mittelkraft der beiden Auflagerdrucke ergibt sich nach Gleichung (42) zu:

$$e = \frac{60 \,.\, 0{,}5 - 45 \,.\, 0{,}55}{60 + 45} = 0{,}05 \text{ m} = 5 \text{ cm}.$$

Fig. 127.



Nun ist das Widerstandsmoment des rechteckigen Pfeilerquerschnitts

$$W = \frac{75 \,.\, 150^2}{6} = 281\,000$$

und nach Gleichung (43)

$$k_d = \frac{105\,000}{11\,250} + \frac{105\,000 \,.\, 5}{281\,000}$$

$$= 9{,}34 + 1{,}87 = 11{,}21 \text{ kg}.$$

k_z kommt im vorliegenden Falle nicht in Betracht.

Mithin beträgt der größte Druck in der Kante des Querschnitts q-q =

$$k_1 + k_d = 3{,}74 + 11{,}21 = 14{,}95 \text{ kg}.$$

Der Pfeiler muß demnach in Klinkern mit Zement ausgeführt werden.

Soll der Baugrund mit nur 3 kg f. d. qcm belastet werden, so muß das Pfeilerfundament angemessen verbreitert werden. Die erforderliche Grundfläche folgt aus:

$$f = \frac{P}{k} = \frac{42\,000 + 105\,000 + G}{3}.$$

Für G ist das Gewicht des Fundamentmauerwerkes einzusetzen. Ist der Ausschlag e erheblicher, als in vorstehendem Beispiel, dann muß auch für das Fundament die Kantenpressung besonders ermittelt werden. (Vgl. auch Kap. 5, § 8.)

* * *

Die vorigen Betrachtungen haben zur Voraussetzung, daß die Verbindungslinie der Mittelkräfte der Auflagerdrucke A und B durch den Schwerpunkt des Pfeilerquerschnittes geht (Fig. 128). Ist dies nicht der Fall, wie z. B. bei Fig. 129, so zieht man am einfachsten nur den Teil a-b-c-d

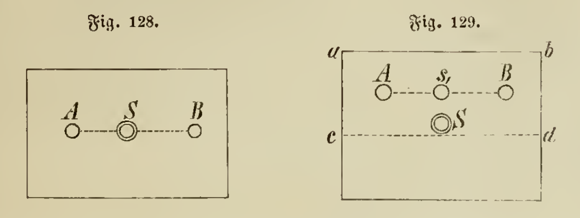


Fig. 128. Fig. 129.

des Querschnitts für die Rechnung in Betracht, dessen Schwerpunkt auf der Verbindungslinie der Mittelkräfte der Auflagerdrucke liegt.

Bei Beispiel 17 betrage die Mauertiefe statt 0,75 m 1,0 m bei sonst unveränderter Trägerlage (Fig. 130).

Dann ist

$$k_1 = \frac{42\,000}{150 \,.\, 100} = 2{,}8 \text{ kg.}$$

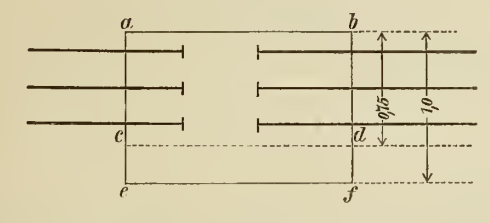
Für die Berechnung von k_d und k_z läßt man den Mauerteil c-d-e-f außer Betracht, mithin ist wie oben

$$k_d = 11{,}21,$$

demnach

$$k_1 + k_d = 2{,}8 + 11{,}21 = 14{,}01 \text{ kg.}$$

Fig. 130.



In allen Fällen, in welchen schwere Träger auf stark beanspruchten Pfeilern gelagert werden, empfiehlt es sich möglichst große durchbindende Auflagersteine unter den gußeisernen Lagerplatten anzuordnen, damit der Druck möglichst schnell gleichmäßig verteilt wird und nicht einzelne Stellen des Pfeilers einem höheren Druck ausgesetzt sind.

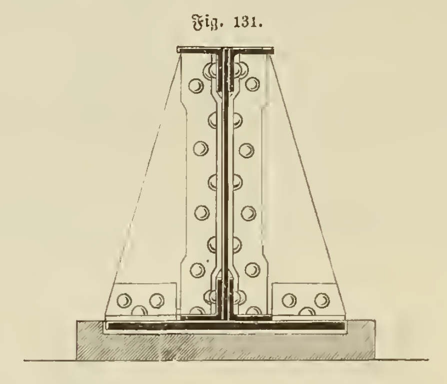
§ 10.

Sicherung der Träger gegen Schiefstellen und seitliches Ausbiegen.

Ein Schiefstellen der Träger ist namentlich bei gewalzten Trägern am Auflager, weniger bei den steifer konstruirten genieteten Trägern zu befürchten. Seitliches Ausbiegen kann dann eintreten, wenn der Träger bei schmalen Flanschen verhältnismäßig hoch, die freitragende Länge groß und der gedrückte Flansch nicht in genügender Weise gegen Ausknicken geschützt ist. Bei gewalzten Trägern wird das Schiefstellen am Auflager in wirksamer Weise durch die seitliche Einmauerung der Träger (S. 75) verhindert. Ist eine Einmauerung unthunlich, wie bei Auflagerung auf Unterzügen, so sind Anordnungen nach Art der im 3. Kap., S. 46 erörterten zu treffen. — Genietete Träger sind, auch wenn sie am Auflager seitlich nicht vermauert sind, in der Regel steif genug, um ein Schiefstellen zu verhindern, in Ausnahmefällen kann man eine kräftige Versteifung des Auflagers durch Blechstreben nach Fig. 131 erzielen.

Ein seitliches Ausbiegen eines Trägers in der Mitte trotz senkrechter Lagerung ist nur in den Fällen zu fürchten, in welchen Träger durch Wände stark belastet und in seitlicher Richtung durch anschließende, oder aufliegende Balkenlagen nicht genügend versteift sind. Es empfiehlt sich daher, unter Wänden an Stelle eines einzigen Trägers stets doppelte beziehungsweise drei- und mehrfache Träger zu verwenden, welche unter sich derartig durch Querverbindungen gekuppelt werden, daß eine genügende seitliche Steifigkeit erreicht wird.

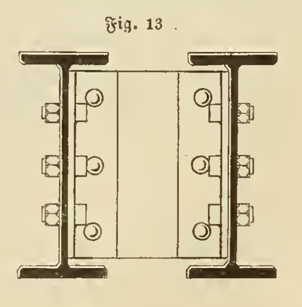
Fig. 131.



Eine derartige Anordnung bietet gleichzeitig den Vorteil, daß eine genügend breite Unterlage für die auflastende Mauer gewonnen wird. Statt gekuppelter genieteter Träger ist in solchen Fällen auch die Anwendung von Kastenträgern zu empfehlen.

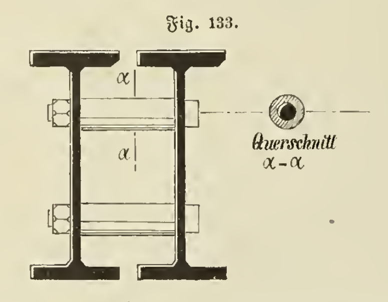
Liegen die Träger so weit voneinander entfernt, daß man bequem mit der Hand zwischen den Flanschen hindurch kommt, so kann man die Querverbindungen nach Art der Fig. 132 gestalten und mit den Trägerstegen verschrauben. Ist der Zwischenraum jedoch so eng, daß sich die Schrauben nicht mehr von innen einbringen lassen, so empfiehlt sich bei gewalzten Trägern die Anwendung gußeiserner Zwischenstücke, welche mittels durchgehender Schraubenbolzen mit den Trägern fest verschraubt werden (Textfigur 135 und Fig. 4, Taf. 7); bei genieteten Trägern die

Fig. 13



Anordnung eines Kastenträgers an Stelle mehrerer genieteter Träger. Die Anwendung bloßer Stehbolzen Fig. 133, welche in solchen Fällen vielfach üblich ist, erscheint nicht genügend, auch besitzt eine derartige Verbindung nicht die Fähigkeit, eine gleichmäßige Beanspruchung der Träger durch die Auflast zu gewährleisten. Die Verbindung wird erst

Fig. 133.

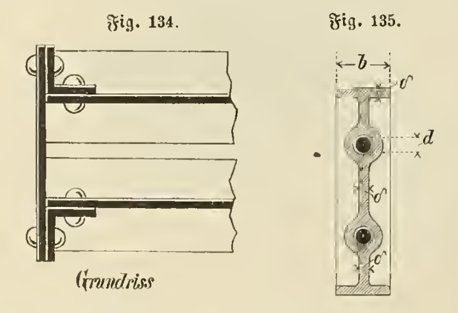


dann brauchbar, wenn gleichzeitig der Zwischenraum zwischen den Trägern mit magerem Kiesbeton ausgegossen wird. Da die Träger hierdurch jedoch unnötig belastet werden, so sind die oben erwähnten Verbindungen vorzuziehen und empfiehlt sich die letztbeschriebene Anordnung nur in dringenden Fällen, in welchen die Anfertigung der Gußstücke mit zuviel Zeitaufwand verknüpft sein sollte.

Die Querverbindungen sind bei gewalzten Trägern in Abständen von etwa 2 m, bei genieteten Trägern in solchen von 2,5—3 m anzubringen.

An den Auflagern kann man statt der Gußstücke auch eine Querverbindung nach Fig. 134 anwenden.

Fig. 134. Fig. 135.



Den gußeisernen Verbindungsstücken gebe man folgende Abmessungen (Fig. 135):

$$\left.\begin{aligned} \delta &= 0{,}6 + \frac{h}{50} \\ &(h = \text{Trägerhöhe in cm}) \\ b &= 3{,}0 + \frac{h}{8} \\ d &= 1{,}2 + \frac{h}{30} \end{aligned}\right\} \text{cm}$$

Anzahl der Schraubenbolzen:

bei den Trägern Nr. 8 — 17 = 1

" " " " 18 — 40 = 2,

Entfernung der Schraubenbolzen e = 0,4 h . . (cm).

Die Lagerplatten gekuppelter Träger berechne man für jeden einzelnen Träger nach den Angaben des § 9, alsdann wird l die Länge, n . l die Breite des gemeinschaftlichen Lagers (wenn n = Anzahl der Träger).

Beispiel 18): Es seien vier Träger Nr. 40 gekuppelt. Der Auflagerdruck eines jeden Trägers betrage 15 t. Dann ist nach der auf S. 74 gegebenen Tabelle, wenn ein Auflagerstein aus Granit als Unterlage angenommen wird: $l = 0{,}18\sqrt{15\,000} = 22$ cm, $b = 4 . l = 88$ cm, $\delta_1 = 0{,}31 . 22 = 7$ cm, Tiefe des Auflagersteins $= 0{,}35\sqrt{15\,000} = 43$, dafür 45 cm, Breite = 4 . 45 = 180 cm.

Die Höhe des Steines mache man gleich dem Überstand über die Lagerplatte

$$= \frac{180 - 88}{2} = 46 \text{ cm}.$$

Ergibt sich die Breite b der Lagerplatte kleiner, als die Gesamtbreite B der Flanschen einschließlich der Zwischenräume, so ist die Breite der Lagerplatte = B + 10 cm zu bemessen.

Ergibt sich dagegen

$$b > B + l,$$

so würde die in der Tabelle angeführte Stärke δ gegen ein seitliches Abbrechen der Platte nicht genügen. In diesem Falle bestimme man l besonders auf folgende Weise. Man setze

$$b = B + l$$

mithin

$$l(B + l) = \frac{P}{k}.$$

Hieraus folgt

$$l = \sqrt{\frac{B^2}{4} + \frac{P}{k}} - \frac{B}{2} \quad . \quad . \quad . \quad (45)$$

Werden in obigem Beispiel die Träger ohne Zwischenräume dicht aneinander gelegt, so ergibt sich eine Gesamtbreite der Flanschen

$$B = 4 . 15{,}5 = 62 \text{ cm}$$
$$B + l = 62 + 22 = 84 \text{ cm}$$

mithin

$$b = 88 > 84.$$

In diesem Falle würde also

$$l = \sqrt{\frac{62^2}{4} + \frac{60\,000}{30}} - \frac{62}{2} = 23{,}5 \text{ cm},$$

also etwas größer, als der vorhin berechnete Wert zu wählen sein.

Soll dagegen l = 22 beibehalten werden, so ist, damit B = 88 werde, zwischen den Flanschen eines jeden Trägers ein Zwischenraum von $\frac{88 - 84}{3} = 1^1/_3$ cm anzuordnen.

Würde in vorstehendem Beispiel statt der Granitunterlage Sandstein gewählt, so würde sich

$$l = 0{,}22\sqrt{15\,000} = 27,\ b = 108,\ \delta = 0{,}25 \,.\, l = 7 \text{ cm}$$

ergeben. Bei ohne Zwischenräume verlegten Trägern würde $B + l = 62 + 27 = 89$ betragen.

Die Werte der Tabelle wären mithin nicht brauchbar, da $b > 90$. Es müßte daher nach Gleichung (45)

$$l = \sqrt{\frac{62^2}{4} + \frac{60\,000}{20}} - \frac{62}{2} = 32 \text{ cm}$$

$$b = B + l = 62 + 32 = 94 \text{ cm}$$

und $\delta = 0{,}25\, l = 8$ cm

stark werden. Sollen dagegen die Werte der Tabelle brauchbar sein, so müßten die Träger mit Zwischenräumen von je

$$\frac{108 - 89}{3} = 6^1/_3 \text{ cm}$$

verlegt werden.

Da bei Sandstein somit die Lagerplatte nicht unwesentlich schwerer und auch die Stützweite der Träger größer wird, so ist im vorliegenden Fall ein Auflagerstein aus Granit jedenfalls am zweckmäßigsten. Übrigens kommen derartige hohe Auflagerdrucke sowohl bei gewalzten, als genieteten Trägern sehr selten vor, so daß in der Regel die Angaben der Tab. S. 74 ausreichen werden. Wegen etwaiger Ausnahmefälle vgl. man auch die im 6. Kap. für Fachwerkträger besprochenen Auflagerkonstruktionen.

Fünftes Kapitel.

Stützen.

§ 1.

Material und Querschnittsform.

Die Stützen waren die ersten Teile des Stein- und Holzbaues, welche durch das Eisen verdrängt wurden. Die Vorteile, welche die eiserne Stütze in bezug auf Raumersparnis und Tragfähigkeit gegenüber den Stein- und Holzpfeilern besitzt, waren zu augenfällig, als daß nicht schon bei einigermaßen annehmbaren Preisen die Wahl zu Gunsten der ersteren hätte ausfallen müssen.

Wie bei allen Eisenkonstruktionen wurden auch die Stützen zunächst in Gußeisen hergestellt, teils mit Rücksicht auf die anfangs höheren Preise, teils im Hinblick auf die schwierigere Gestaltungsfähigkeit des Schmiedeeisens. Auch jetzt noch pflegt man, trotz des gesunkenen Preises und der höheren Sicherheit des Schmiedeeisens, fast ausschließlich Gußeisen zu den Stützen zu verwenden, obgleich ein Vergleich beider Materialien heutzutage sehr zu Ungunsten des letzteren ausfällt.

Eine schmiedeeiserne Säule aus vier Viertelkreiseisen Nr. 5 (0,8 cm stark) besitzt bei 5,0 m Länge eine Tragkraft von 14,4 t und wiegt 37,5 kg f. d. m. Eine gußeiserne Hohlsäule von gleicher Tragkraft hat 16 cm äußeren Durchmesser, 2 cm Wandstärke und wiegt 66,0 kg f. d. m. Der Preis einer genieteten schmiedeeisernen Säule schwankt zwischen 260 und 300 ℳ.[1]), derjenige einer einfachen gußeisernen Säule ohne Modellkosten zwischen 160 und 200 ℳ. Mithin kostet obige Säule aus Schmiedeeisen = 10,5 ℳ., aus Gußeisen = 11,9 ℳ. im Mittel f. d. m. Noch größer wird der Preisunterschied zu Ungunsten des Gußeisens bei stärkeren Belastungen.

Eine Last von 120 Tonnen erfordert bei 5,0 m Länge in Schmiedeeisen einen Querschnitt von vier Viertelkreiseisen Nr. 10 (1,2 cm stark), in Gußeisen eine Hohlsäule von 27,5 cm äußerem Durchmesser und 3 cm Wandstärke. Die Gewichte sind 94 beziehungsweise 173 kg f. d. m und dementsprechend die Kosten 26,3 ℳ. bez. 31,1 ℳ. f. d. m Säule.

Die schmiedeeisernen Säulen stellen sich also bei heutigen Preisen nicht unerheblich billiger, als die gußeisernen. Werden die Säulen außerdem auf Biegung beansprucht, so werden in Gußeisen verhältnismäßig noch größere Querschnitte erforderlich, da die Zugfestigkeit des Gußeisens nur etwa $^1/_3$ der des Schmiedeeisens beträgt.

Ferner ist das Gußeisen wegen seiner spröden Beschaffenheit nicht geeignet, andere, als die bei der Rechnung

---

1) Inzwischen sind die Eisenpreise nicht unerheblich gestiegen, das Verhältnis zwischen Guß- und Schmiedeeisen ist jedoch annähernd dasselbe geblieben, so daß auch der angestellte Vergleich der Kosten noch zutrifft.

vorausgesetzten Beanspruchungen aufzunehmen, während das Schmiedeeisen vermöge seiner Zähigkeit sich auch abweichenden Belastungsverhältnissen leicht anpaßt. Bei zu starken Beanspruchungen bricht das Gußeisen plötzlich, ohne vorangegangene größere Formveränderung, während gutes Schmiedeeisen die vorhandene Gefahr durch starkes Ausbiegen anzeigt.

Die ungleichmäßigen Spannungen, welche bei Gußstücken entstehen können, erfordern, daß jede einzelne Säule durch die doppelte Beanspruchung geprüft wird. Dies Verfahren ist sehr umständlich und zeitraubend. Demgegenüber bedarf es bei Schmiedeeisen nur einiger Biege- und Zerreißungsproben beliebig ausgewählter Eisenstücke, um die gleiche Sicherheit zu erreichen.

Schließlich gestaltet sich bei schmiedeeisernen Stützen der Anschluß der Träger an die Stützen einfacher und sicherer, als dies zwischen gußeisernen Säulen und schmiedeeisernen Trägern möglich ist.

Nach neueren von Prof. Bauschinger in München veranstalteten Versuchen über das Verhalten schmiede- und gußeiserner Stützen im Feuer hatte sich eine größere Widerstandsfähigkeit der gußeisernen Stützen herausgestellt. Es war jedoch nachzuweisen, daß die Voraussetzungen bei diesen Versuchen nicht die gleichen für die beiden Materialien waren. Spätere Versuche, bei welchen dieser Fehler vermieden wurde, haben ergeben, daß bei gleicher Querschnittsform beide Materialien annähernd gleiche Widerstandsfähigkeit unter Einwirkung der Brandhitze besitzen, daß aber Gußeisen empfindlicher gegen Anspritzen mit kaltem Wasser ist.[1])

Nach dem vorangegangenen ist demnach die Verwendung von Gußeisen zu Stützen heutzutage nur dann zu rechtfertigen, wenn eine in Schmiedeeisen nicht leicht darstellbare Form gefordert wird. In allen anderen Fällen, namentlich bei Stützen in Ställen, Speichern u. a., sowie bei mit Mantel umhüllten Stützen in Wohnräumen, muß die Verwendung gußeiserner Stützen als unwirtschaftlich und nicht mehr zeitgemäß bezeichnet werden.

Die Stützen lassen sich in gleicher Weise, wie die Träger, in Vollwand- und Fachwerkstützen einteilen. Bei Hochbauten finden fast nur die ersteren Verwendung. Fachwerkstützen kommen nur bei größeren Gebäuden mit eisernen Fachwänden vor und haben dann stets die Aufgabe, den Winddruck (horizontale Kräfte) aufzunehmen. Die senkrechten Lasten sind hier im Verhältnis zu den horizontalen Kräften gering, weshalb derartige Stützen ganz in gleicher Weise wie Träger zu behandeln sind und zwar, je nachdem ein oder zwei Auflager vorhanden sind, als Freiträger, oder als Träger auf zwei Stützen. Eine derartige Fachwerkstütze findet sich auf Taf. 70, Fig. 1 dargestellt.

1) Vgl. Zentralblatt der Bauverwaltung 1885, S. 371 und 1886, S. 162 und 353.

Wir beschäftigen uns im vorliegenden Kapitel nur mit Vollwandstützen, zu welchen auch Doppel- und mehrfache Stützen, welche durch Verbindungsstangen gekuppelt sind, gerechnet werden, sobald sie nur, oder hauptsächlich lotrechte Lasten aufzunehmen haben.

Die geeignetste Querschnittsform für Stützen ist die röhrenförmige, demnächst die kastenförmige. Ein solcher Querschnitt besitzt einesteils die verhältnismäßig größte Tragfähigkeit bei gleichem Materialverbrauch, anderseits widersteht er, wie die oben erwähnten Versuche gezeigt haben, besser der Brandhitze, als kreuzförmige und ähnliche Querschnittsformen. Als Nachteil ist zu nennen, daß das Innere der Röhren nicht zugänglich ist. Wo daher starke Rostbildung zu fürchten ist, verdienen mitunter die letztgenannten Querschnitte, oder kastenförmige Gittersäulen den Vorzug.

§ 2.

Gußeiserne Stützen.

Die gußeisernen Stützen kommen gegenwärtig nur noch in zwei Hauptformen zur Verwendung und zwar als Hohlsäulen und als Doppelpfeiler (gußeiserne Wände). Die Hohlsäule findet gewöhnlich bei Stützen im Innern von Gebäuden Verwendung, während die gußeisernen Wände vorzugsweise als Stützen in Umfassungswänden angeordnet werden. Die gußeiserne Wand (eine solche ist auf Taf. 13 abgebildet) besteht alsdann meist aus zwei kastenförmigen Säulen, welche mittels eines durchbrochenen Steges verbunden sind. Statt der Kastenform könnten auch ebensowohl runde Hohlsäulen verwendet werden, doch ist die Kastenform für das Anbringen der Thüren und Fenster bequemer. Andere gebräuchliche Querschnitte der gußeisernen Wände zeigen die Fig. 136 a—c. Die gußeiserne Wand besitzt in der Richtung ihrer größten Querschnittsausdehnung eine große Steifigkeit gegen horizontale Kräfte und ist daher besonders geeignet, die ausgebrochenen Teile einer Frontwand wirksam zu ersetzen und Ausbiegungen nach vorn oder hinten zu verhindern. Diese Wirksamkeit läßt sich durch eine kräftige Verankerung der gußeisernen Wand mit dem Fundament noch erheblich verstärken.

Fig. 136.

An Stelle der Hohlsäulen waren früher mehrfach sogenannte Flügelsäulen bei untergeordneten Räumen beliebt. Dieselben zeigten einen kreuzförmigen Querschnitt und gewährten den Vorteil, daß alle Teile der Oberfläche nach außen sichtbar waren, demnach

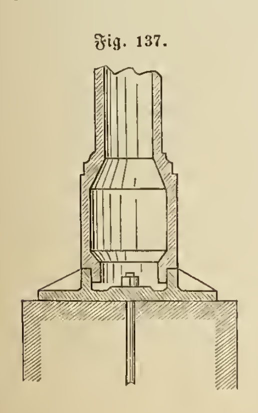
ein Gußfehler leichter entdeckt, und der Anstrich an jeder Stelle der Außenfläche bequem aufgebracht und erneuert werden konnte. Heutzutage ist die Verwendung solcher Säulen nicht mehr zweckmäßig, da in allen Fällen, in welchen vorstehende Gründe maßgebend sind, ein kreuzförmiger Querschnitt aus Schmiedeeisen in jeder Hinsicht vorzuziehen ist. Übrigens erweist sich der kreuzförmige Querschnitt bei Bränden weniger widerstandsfähig als der röhrenförmige.

Jede Säule erhält einen von der Schaftform abweichend ausgebildeten Kopf und Fuß. Der Kopf hat die Aufgabe, die Lasten aufzunehmen und auf den Säulenschaft zu übertragen. Er muß deshalb vor allem ein gutes Auflager für die Lasten (gewöhnlich Träger und Bögen) bieten und einen guten Übergang zwischen Auflager und Säulenschaft bilden.

Der Fuß bezweckt die Verteilung der Last auf dem Fundament in einer Weise, welche der Tragfähigkeit des letzteren entspricht. Der Fuß besteht daher in einer Fundamentplatte, welche entweder die zur Druckverteilung nötige Stärke besitzt, oder mittels konsolartiger Rippen mit dem Säulenschaft verbunden ist. Bei größerer Ausladung ist die Fußplatte besonders zu gießen und der Säulenschaft stumpf aufzusetzen.

In den meisten bei Hochbauten vorkommenden Fällen genügt es, wenn der Säulenfuß lose auf der Unterlage ruht. Nur bei Gebäuden, in welchen Erschütterungen durch Maschinen oder sonstige Ursachen ein seitliches Ausweichen des Säulenfußes befürchten lassen, ist die Grundplatte mit dem Fundament durch Steinschrauben, oder besser durch angegossene, in die Unterlage eingreifende Rippen zu verbinden. Eine Verankerung mit dem Fundamentmauerwerk ist nur bei Säulen erforderlich, welche durch horizontale Kräfte beansprucht werden. Da jedoch derartige Säulen in jedem Falle nicht aus Guß-, sondern besser aus Schmiedeeisen herzustellen sind, so wird deren Besprechung später stattfinden. — Die früher häufig angewandte Verschraubung der Fußplatte mit dem Fundament durch Zentralanker (Fig. 137) ist in den meisten Fällen zwecklos.

Fig. 137.



Zwischen der Fußplatte und dem Fundament wird ebenso wie bei den Lagern der Träger eine Zwischenlage aus Blei oder Zement eingebracht. Die Bleizwischenlage bewirkt eine vollständig gleichmäßige Druckübertragung auf die Unterlage und schwächt etwaige Stöße und Erschütterungen, wie sie in Werkstätten vorkommen, ab. Dagegen ist es notwendig, daß bei Bleiunterlage das Fundamentmauerwerk in der Höhenlage vollständig genau ausgeführt wird, da durch Wahl einer stärkeren, oder schwächeren Bleiplatte nur geringe Unterschiede ausgeglichen werden können.

In der Regel genügt, wenn keine erheblicheren Erschütterungen vorkommen, ein Untergießen der Fußplatte mit Zement, wobei in gleicher Weise, wie bei den Lagerplatten der Träger verfahren wird (vgl. S. 74).

(Über die Form und Abmessungen der Fußplatten vgl. § 7.)

Die Größe der Kopfplatte richtet sich nach der Form der Träger und Mauerbögen, welche durch sie gestützt werden sollen. Die Ausladung der Platte wird in gleicher Weise, wie bei der Fußplatte, durch konsolartige Rippen gestützt. Als Grundregel für die Gestaltung der Kopfplatten ist zu beachten, daß die Ausladung möglichst gering angenommen, das Lager der Träger mithin thunlichst nahe der Mittellinie der Säule angeordnet werde, damit die durch einseitige Belastung entstehenden Biegungsspannungen so klein als möglich ausfallen. Weit ausladende Konsolen, welche früher entsprechend den Kopfbändern der Holzkonstruktionen vielfach ausgeführt wurden, sind daher bei gußeisernen Säulen unbedingt zu verwerfen. Falls erheblichere einseitige Säulenbelastungen nicht zu vermeiden sind, müssen schmiedeeiserne Stützen Verwendung finden.

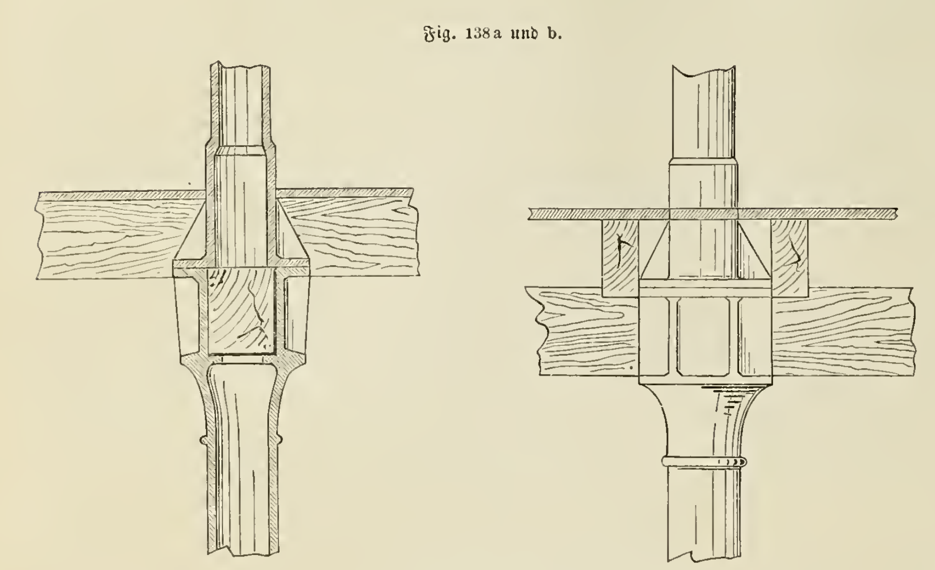
Lassen sich die Träger über dem Säulenkopf durchführen, so bietet die zentrische Lagerung keine Schwierigkeiten (Taf. 5 und 7). Dies ist jedoch nicht möglich, wenn Säulen durch mehrere Stockwerke hindurchgehen. In diesem Falle ist es nämlich zur sicheren Übertragung der Lasten unumgänglich notwendig, daß die Säule des höheren Stockwerks unmittelbar auf der darunter befindlichen Säule aufruht. Sollten hier die Träger über der Säulenachse gelagert werden, so müßten sie die Säule durchdringen. Man hat auch derartige Anordnungen, namentlich bei Unterstützung hölzerner Unterzüge, ausgeführt (Fig. 138). Dieselben besitzen jedoch den für die Ausführung mißlichen Übelstand, daß der Träger seitlich eingeschoben werden muß, was namentlich bei beiderseits auf Säulen lagernden Trägern kaum ausführbar ist. Außerdem erscheint die vollständige Änderung des Säulenquerschnittes an dem Trägerauflager nicht empfehlenswert.

Zweckmäßiger ist daher bei hölzernen Unterzügen die Anordnung nach Taf. 9, Fig. 1 a—c. Hierbei ruht der Unterzug auf angegossenen Knaggen und wird von dem Säulenschaft durchdrungen.

Bei eisernen Trägern ist eine derartige Konstruktion nicht ausführbar. Man ist daher hier genötigt, die Träger auf seitlich angegossenen Konsolen zu lagern und bei der

Stärkenbemessung der Säule die bei verschiedenartiger Belastung der Träger eintretende einseitige Lastwirkung zu berücksichtigen (vgl. § 5). Je geringer letztere ausfällt, desto besser ist die Konstruktion. Gleichzeitig ist jedoch dafür zu sorgen, daß eine Verschiebung der Träger am Lager nicht eintreten kann, auch die Träger durch genügende seitliche Versteifung gegen Schiefstellen gesichert sind (vgl. Kap. 4, § 10).

Fig. 138a und b.



Nicht angegossene sondern seitlich mittels durchgehender Bolzen angeschraubte Konsolen zeigt Fig. 4, Taf. 9.[1]) Eine derartige Anordnung ermöglicht das nachträgliche Anbringen von Trägeranschlüssen an bereits vorhandenen Säulen, bietet aber nur bei kleinen Lagerdrucken genügende Sicherheit.

An Stelle der Konsolen wird auf Taf. 9, Fig. 3 der Trägeranschluß mit Hilfe schmiedeeiserner Winkellaschen, welche mittels Schrauben am Säulenschaft befestigt sind, bewirkt. Wenn diese Winkellaschen nicht weit vom Säulenende entfernt sind, so lassen sich die Befestigungsschrauben unschwer einbringen. Die Anordnung gewährt den Vorteil einer Vereinfachung des Säulenmodells, läßt sich aber nur bei einfachen (nicht bei doppelten) Unterzügen ausführen.

Gußeiserne Säulen werden in der Regel nicht über 5 m Länge in einem Stück hergestellt. Bei größeren Längen werden die Säulen gestoßen. Hierbei ist der Stoß nur an solchen Stellen anzuordnen, an welchen ein Ausknicken der Säule nicht zu befürchten ist, an welchen mithin die Säule seitlich durch anschließende Träger, oder andere Konstruktionsteile genügend gehalten wird.

Am Stoß werden die beiden Säulenschäfte stumpf aufeinandergesetzt. Um eine gleichmäßige Druckübertragung zu erzielen, müssen die Sitzflächen beider Säulen bearbeitet (gedreht oder gehobelt) werden, zweckmäßig ist es auch einen Bleiring zwischen die Stoßflächen zu legen. Eine Seitenverschiebung am Stoß wird am besten durch muffenartiges Übergreifen der einen Säule über die andere verhindert. Die Muffen können sowohl nach außen als nach innen übergreifen. Statt der Muffenverbindungen kommen, namentlich bei gußeisernen Wänden, auch Flanschverschraubungen vor (Taf. 9, Fig. 3a und Taf. 13, Fig. 3a).

Beispiele von Kopfplatten durchgehender Säulen, welche den obigen Forderungen entsprechen, sind auf den Taf. 10—14 dargestellt und werden weiter unten näher besprochen werden.

Die Gestalt, welche zweckmäßig dem Kopfe bei Unterstützung von Mauerbögen zu geben ist, zeigt Taf. 9, Fig. 2.

* * *

Verzierungen des Schaftes, des Fußes und des Kopfes werden in neuerer Zeit immer seltener und nur bei kleineren Säulen unmittelbar angegossen. Bei größeren Säulen, bei welchen die Haltbarkeit in erster Linie steht, würde ein derartiges Verfahren zu kostspielig werden. Hier pflegen daher die Verzierungen fast stets besonders in Gußeisen, Bronze, oder Zink gegossen und mit Stiftschrauben aufgeheftet zu werden. Statt der gegossenen Zierraten kommen neuerdings auch geschmiedete mehr und mehr in Anwendung, welche namentlich bei schmiedeeisernen Konstruktionen ein willkommenes Hilfsmittel zur künstlerischen Ausschmückung bieten. Taf. 15 zeigt zwei derartige schmiedeeiserne Kapitäle, deren einzelne Teile auf dem rohen Kopf einer gußeisernen Säule mittels Stiftschrauben befestigt sind. — Es ist hier nicht der Ort näher auf die künstlerische Ausschmückung der gußeisernen Säulen einzugehen, es sei nur bemerkt, daß die Leichtigkeit, mit welcher Formen aller Art in Gußeisen ausgeführt werden können, häufig zu einer Überladung architektonischer Gußteile mit Zierraten und zu einem zu kleinen Maßstab für die letzteren verleitet hat. Gute Vorbilder für die Gestaltung gußeiserner Säulen geben die auf Taf. 16 abgebildeten Beispiele.[1]) Dieselben stellen die bei den Straßenbrücken der Berliner Stadtbahn, als Ergebnis eines Wettbewerbs des Berliner Architektenvereins, zur Ausführung

1) Erbkam, Zeitschrift für Bauwesen 1885, S. 338.

1) Erbkam, Zeitschrift für Bauwesen 1884, S. 357—359.

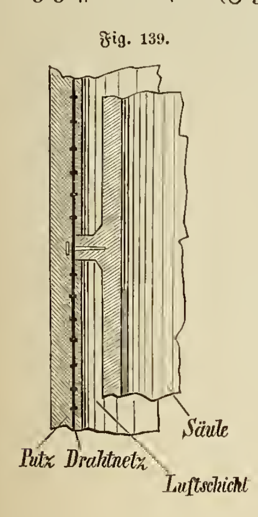
gekommenen Säulen, dar. Um jede Beanspruchung auf Biegung bei diesen stark belasteten und seitlichen Stößen ausgesetzten Säulen auszuschließen, ist zwischen Säulenschaft einerseits, Fuß und Kopf anderseits je ein Kugelgelenk angeordnet worden, welches nur die Übertragung achsialer Kräfte gestattet. Jede Säule besteht aus fünf Teilen: dem Fundamentbock mit Sockelbekleidung, dem unteren und oberen Zapfenstück, dem Säulenschaft und dem Kopfstück. Der Fundamentbock (Taf. 16, Fig. 1b) ruht auf einem Granitquader, in welchen er zur Verhütung seitlicher Verschiebung mittels angegossener Zapfen eingreift. Die Berührungsflächen der Gelenke sind sauber abgedreht.

Die Anwendung derartiger immerhin kostspieliger Säulen wird sich im Hochbauwesen auf diejenigen wenig zahlreichen Fälle beschränken, in welchen die Möglichkeit einer Biegungsbeanspruchung der Säule durch horizontale Kräfte ausgeschlossen sein soll, also hauptsächlich bei freistehenden dem Winddruck ausgesetzten Hallen, bei welchen die horizontalen Kräfte durch andere Konstruktionsteile aufgenommen werden.

* * *

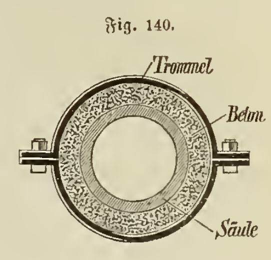
Gegen die Einwirkung der Hitze bei Feuersbrünsten schützt man die gußeisernen (und schmiedeeisernen) Säulen jetzt allgemein durch einen Mantel aus Putz oder Beton. Die gußeisernen Säulen erhalten im ersten Falle kurze angegossene Nasen (Fig. 139), an welchen ein um die Säule gerolltes Drahtnetz mittels Stiftschrauben befestigt wird. Auf dem Drahtnetz wird dann Stuck-, oder Zementmörtel aufgebracht. Von Wichtigkeit ist hierbei, daß zwischen Drahtnetz und Säule eine schmale Luftschicht verbleibt. — Die Umhüllung von Säulen mit Beton ist u. W. zum erstenmal bei dem Wiederaufbau des im Jahre 1887 durch Brand zerstörten Lagerhauses in der Kaiserstraße zu Berlin angewendet worden.[1])

Fig. 139.



Das Ereignis hatte damals Aufsehen erregt, weil es die noch vielfach gehegte Ansicht von der Feuersicherheit massiver Steindecken auf nicht umhüllten Eisenträgern und Säulen umstieß. Bei dem Neubau des Gebäudes beschloß man sämtliches Eisenwerk durch einen Betonmantel der unmittelbaren Einwirkung der Hitze zu entziehen (vgl. Taf. 10). Die Ausführung geschah in folgender Weise: Es wurde um die Säule eine aus zwei Stücken zusammengeschraubte Trommel aus Eisenblech (Fig. 140) gelegt, welche um das Maß der dem Beton zu gebenden Stärke von der Säule abstand. In den ringförmigen Zwischenraum zwischen Trommel und Säule wurde dann Beton eingestampft, nach dessen Erhärtung die Trommel gelöst und um eine Schicht weiter oben angebracht wurde. In gleicher Weise sind die Träger der Decke vollständig mit Stampfbeton umhüllt worden, so daß das ganze Bauwerk im Innern den Eindruck eines massiven Steinbaues macht. Da Beton und Eisen annähernd gleiche Wärmeausdehnung besitzen, so ist eine vollständig dauernde und innige Verbindung zwischen Eisen und Mörtelumhüllung erreicht worden. Der Beton hatte folgende Zusammensetzung:

Fig. 140.



	141 Liter	Zement
	640 „	Sand bis zu 5 mm Korngröße
	235 „	ausgesiebte Kiessteine bis zu 5 cm Größe
	324 „	geschlagene Mauerziegel bis 6 cm Korngröße
Sa.	1340 Liter	ergaben 0,85 cbm festgestampfte Masse.[1])

* * *

Nach vorstehenden allgemeinen Regeln über gußeiserne Säulen geben wir nachstehend noch die Erläuterung zu den auf Taf. 5, 7, 10, 11, 12, 13, 14 dargestellten Konstruktionen.

Taf. 5, Fig. 1—8 zeigt die Auflagerung von vier über einer Säule zusammenlaufenden Trägern. Dieselben sind sämtlich mit unten versenkten Nieten auf einer gemeinsamen schmiedeeisernen Unterlagsplatte befestigt. Letztere ruht auf dem kurz ausladenden Säulenkopf und wird durch rings um denselben laufende Leisten gehindert, sich seitlich gegen die Säule zu verschieben. Ein geringer Spielraum zwischen Unterlagsplatte und Säule gewährt einige Freiheit zur Ausgleichung der Temperaturbewegungen der Träger. Die unbehinderte Durchbiegung der Träger wird durch längliche Löcher in den Stegen ermöglicht.

Taf. 7, Fig. 1, 2b, 3d, 5a—c stellt die Auflagerung eines auf einer Säule ruhenden Kastenträgers dar. Der Träger ist über der Säule mit Zwischenraum gestoßen, sodaß er in der freien Durchbiegung völlig unbehindert ist. Die Unverschieblichkeit wird durch zwei aus der Oberfläche des Säulenkopfes vortretende Erhebungen gewährleistet, welche in entsprechende Ausschnitte der Unterlagsplatten eingreifen.

---

1) Näheres über den Brand siehe: Zentralblatt der Bauverwaltung 1887, S. 417. Vgl. auch S. 11.

1) Die Anlage wurde von Herrn Baumeister Guthmann in Berlin ausgeführt, welcher dem Verfasser das Material bereitwillig zur Verfügung gestellt hat.

Taf. 10, Fig. 1—3. Durchgehende Säule in einem Speichergebäude (Lagerhaus in der Kaiserstraße, Berlin, siehe auch oben). Die Säule geht durch vier Stockwerke hindurch und ist am Fußboden eines jeden Stockwerks mit Muffenverbindung gestoßen. Zur Auflagerung der Unterzüge sind unterhalb des Stoßes Konsolen angegossen, auf welchen der Träger ohne weitere Befestigung ruht. Je zwei gegen eine Säule stoßende Unterzüge sind durch ein niedriges Laschenpaar, welches durch die Säule hindurchgesteckt ist, verbunden. Die Schwächung, welche die Säule infolge der hierfür erforderlichen Löcher erfährt, ist unschädlich, da der verbleibende Querschnitt an dieser Stelle zur Druckübertragung noch reichlich genügt und eine Gefahr des Ausknickens nicht vorhanden ist.

Jeder Unterzug wird in seiner senkrechten Lage am Auflager durch zwei an die Säule angegossene vorspringende Leisten (Fig. 2) gehalten, zwischen welche der Steg des Trägers greift.

Die Fußplatte besteht aus einer runden Scheibe ohne Rippen und ruht auf einem Granitlager. In dem Dachgeschoß treten an Stelle der eisernen Säulen Holzstile (Fig. 1a). Sämtliche Eisenteile sind behufs Sicherung gegen Feuer mit Stampfbeton umhüllt.

Taf. 11, Fig. 1—3. Durch sämtliche Stockwerke eines Kaufhauses durchgehende Säule.

Fig. 1 stellt die Auflagerung der Träger im obersten, Fig. 2 in einem der mittleren Stockwerke, Fig. 3 die Fußplatte im Kellergeschoß dar. Die Säule ist etwas unterhalb des Fußbodens eines jeden Stockwerks mittels Muffenverbindung gestoßen. Die Muffe ist nach oben gerichtet, die umgekehrte Anordnung der Taf. 10 dürfte jedoch mit Rücksicht auf Eindringen von Wasser und Staub vorzuziehen sein. Unterhalb des Stoßes sind rings um die Säule laufende Konsolen angegossen, auf deren ganze Höhe die Säulenwandung verstärkt ist. Dies erscheint mit Rücksicht auf die durch die Konsolen entstehenden zusätzlichen Ringspannungen sehr zweckmäßig. Die Säule hat drei nebeneinander liegende Unterzüge zu tragen, über welche die hölzernen Deckenbalken gestreckt sind. Am Auflager schließen schwache I-Träger an die Unterzüge an, welche lediglich den Zweck haben eine niedrige Übermauerung zur Aufnahme des Stucks für Deckenteilung zu tragen.

Die Unterzüge sind im obersten Geschoß durch Schraubenbolzen mit zwischengeklemmten Gußstücken in wirksamer Weise versteift. Den letzteren hätte eine etwas leichtere Form gegeben werden können (vgl. Taf. 7, Fig. 4a—c und Textfig. 135, S. 78). In den übrigen Stockwerken wird die senkrechte Lage der Träger durch die Säule selbst gewährleistet, gegen welche sich die beiden äußeren Träger seitlich anlegen. Die unteren Flanschen sämtlicher drei Träger sind mit den Konsolplatten verschraubt, während die oberen Flanschen durch ein aufgeschraubtes Flacheisen verbunden werden. Außerdem sind die Stege noch durch Bolzen verbunden. Bemerkt sei hier, daß eine derartige Dreiteilung des Unterzuges zwar bei auflastenden Wänden zulässig, bei darüber gestreckten Deckenbalken jedoch nicht zu empfehlen ist, da eine gleichmäßige Inanspruchnahme der drei Träger in diesem Falle kaum zu erreichen ist. Hier würden einer, höchstens zwei Unterzüge am Platze sein (vgl. Kap. 9, § 1). Die Fußplatte (Fig. 3) zeigt eine zweckmäßige Form und ermöglicht eine gleichmäßige Druckverteilung auf das aus Ziegelmauerwerk bestehende Pfeilerfundament.

Taf. 12, Fig. 1—5. Durch 5 Geschosse eines Kaufhauses durchgehende Säule.

Die Stoßverbindung ist wie bei dem vorigen Beispiel ausgebildet. Statt dreier balkentragender Unterzüge sind hier, was vorzuziehen, nur zwei Unterzüge an einer Säule angeordnet. Dieselben nehmen die Säule zwischen sich, so daß durch einfache Bolzenverschraubung der Stege die senkrechte Lagerung gewährleistet wird. Eine in statischer Hinsicht sehr zweckmäßige Form zeigt die Konsole. Wo es sich jedoch um Anbringung von Kapitälen handelt, dürfte diese Form einige Schwierigkeiten bereiten. Die Anordnung der Rippen der Fußplatte ist insofern verschieden von dem vorigen Beispiel, als hier außer den radialen Rippen noch eine ringförmige Verstärkungsrippe angeordnet ist.

Taf. 13, Fig. 1—6. Die hier dargestellte gußeiserne Wand befindet sich in einer Außenwand des Hofes und bezweckt die Zuführung von möglichst viel Licht. In je einer großen Maueröffnung befinden sich zwei solcher Stützen. Unter Weglassung der gemauerten Brüstungen können auch die Glasfenster ganz von unten bis oben durchgeführt werden. (Vgl. Taf. 41 und Kap. 9, § 1.) Der Querschnitt der Wand besteht aus zwei kastenförmigen Hohlpfeilern, welche durch einen mehrfach durchbrochenen Steg verbunden sind. In den oberen Stockwerken nimmt die Breite des Steges entsprechend den Mauerstärken ab. Der Stoß unterhalb eines jeden Fußbodens wird durch verschraubte Flanschen gebildet. Die Träger ruhen auf angegossenen Konsolen und werden teils durch an den Wandsteg angeschraubte Winkellaschen, teils durch Stehbolzen in senkrechter Lage gehalten. In abweichender Weise ist das Lager des Trägers Nr. 21 im ersten Stockwerk Fig. 4a gebildet. Die Fußbodenbalken liegen hier teils auf dem oberen Flansch des Trägers, teils ruhen sie in einem mit dem Steg des Trägers verschraubten eisernen Schuh. Gegen seitliches Verschieben wird der Träger durch zwei Bolzen gesichert, welche an einer den Steg der Wand durchbrechenden schmiedeeisernen Platte angreifen. Die Ausbildung der Fußplatte zeigt Fig. 5.

Taf. 14, Fig. 1 veranschaulicht den Übergang einer im unteren Stockwerk befindlichen Säule in eine gußeiserne Wand.

Die runde Säulenform im Erdgeschoß war wünschenswert, da hier die Stütze sich, infolge Überdachung des Hofs mittels Glasdach, im Innenraum befindet. Oberhalb des Erdgeschosses war dagegen die gußeiserne Wand in den Außenwänden des Lichthofes zweckmäßiger. Die auf der Säule ruhenden I-Träger tragen die Mauerbrüstung des nächst oberen Stockwerks.

Taf. 14, Fig. 2. Säule mit angegossenen Profilen. Das Kapitäl ist geschmiedet und mittels Stiftschrauben am Säulenkopf befestigt. Dasselbe ist vergrößert auf Taf. 15 dargestellt.

§ 3.

Schmiedeeiserne Stützen.

Wir verstehen unter schmiedeeisernen Stützen alle diejenigen, bei welchen der Schaft aus Schmiedeeisen besteht. Der Säulenkopf und noch häufiger der Fuß werden auch bei schmiedeeisernen Säulen vielfach aus Gußeisen hergestellt, da hier die leichtere Formbarkeit das Gußeisen in allen Fällen, in welchen Kopf und Fuß schwierige Formen aufweisen und in welchen Biegungsbeanspruchungen nicht zu übertragen sind, geeigneter erscheinen läßt, als Schmiedeeisen.

Die Formen der schmiedeeisernen Stützen sind sehr zahlreich je nach den Anforderungen, welche ein bestimmter Fall stellt.

a. Schmiedeeiserne Hohlsäulen.

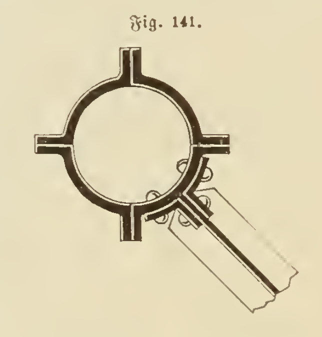
Die ringförmige Querschnittsform ist bei gewöhnlicher Lastübertragung die günstigste. Man verwendet hierzu teils geschweißte, in einem Stück hergestellte, teils aus Quadranteisen (Tab. 16) zusammengenietete Röhren. Auch lassen sich je zwei Belageisen (Tab. 17) zu einem Hohlsäulenschaft vernieten.

Die geschweißten Rohre werden aus einem Blech hergestellt, welches über einem Dorn säulenförmig gebogen und in der Naht nach besonderem Verfahren zusammengeschweißt wird. Der allgemeineren Verwendung derartiger Rohre steht zur Zeit noch der durch die Schwierigkeit der Herstellung bedingte hohe Preis, sowie die geringe Verbindungsfähigkeit mit anderen Konstruktionsteilen entgegen. Bis zu einer gewissen Entfernung vom Rohrende lassen sich wohl mit der Hand, sowie auch bei größeren Tiefen mit besonderen Zangen Schrauben einführen, auch lassen sich unter Anwendung geeigneter Werkzeuge an den Rohrenden Vernietungen anbringen. Stets sind aber derartige Verbindungen unbequem und niemals nach erfolgter Aufstellung der Säule möglich.

Taf. 17, Fig. 1 zeigt eine solche Säule mit schmiedeeisernem Fuß und Kopf. Etwaige Verzierungen aus Gußeisen lassen sich mittels Stiftschrauben leicht anheften. Fig. 2 zeigt dieselbe Säule auf gußeisernem Fuß. Zur Verbreiterung der Druckfläche ist hier die Mauerung am unteren Ende durch einen Ring aus Flacheisen verstärkt. Die Sitzflächen sowohl des gußeisernen Fußes, als des schmiedeeisernen Schaftes müssen vollständig anschließend bearbeitet sein. Das ringförmige Winkeleisen ermöglicht die Verschraubung des Schaftes mit dem Fuß, dient aber nicht zur Druckübertragung, welche nur durch die Sitzflächen erfolgen soll. Es ist deshalb zwischen dem schmiedeeisernen und dem gußeisernen Flansch ein kleiner Zwischenraum zu lassen. Fig. 2a und b stellt die Stoßverbindung zweier Säulen in verschiedenen Stockwerken, sowie die seitlichen Anschlüsse der Träger dar. Die untere und obere Säule haben gemeinsame Kopf- und Fußplatte, welche mittels ringförmiger Winkeleisen mit den Säulenschäften vernietet ist (Fig. 2b). Statt der schmiedeeisernen Platte können auch gußeiserne Zwischenstücke mit bearbeiteten Sitzflächen nach Fig. 2a Verwendung finden.

Die bezüglich der geschweißten Röhren angeführten Übelstände werden vermieden, wenn man den ringförmigen Querschnitt durch Zusammennieten mehrerer Segmente bildet. Am gebräuchlichsten sind die im Anhang in Tab. 16 der deutschen Normalprofile aufgeführten Viertelkreis- oder Quadranteisen. Taf. 17, Fig. 3 zeigt eine solche Säule mit schmiedeeisernem Kopf und Fuß. Die Stege der vier Rippen des letzteren sind zwischen den Lappen der Quadranteisen eingenietet. Erfordert die Größe der Fußplatten acht Rippen, so sind vier weiter' Rippen mit besonderen Laschenwinkeln in ähnlicher Weise wie in Fig. 141 an den Säulenschaft anzuschließen. Der seitliche Anschluß von Trägern erfolgt in einfachster Weise nach Fig. 3b und zwar lassen sich die Träger noch nachträglich in jeder beliebigen Höhenlage anbringen. Es können jedoch in dieser Weise nur einzelne Träger in vier bestimmten Richtungen angeschlossen werden. Bei Doppelträgern sind in der aus Fig. 3a ersichtlichen Weise Konsolen zu schaffen, auf welchen die Träger ruhen, bei schiefwinkligen Anschlüssen sind nach Art der Fig. 141 Winkellaschen anzunieten, zwischen welchen die Träger befestigt werden.

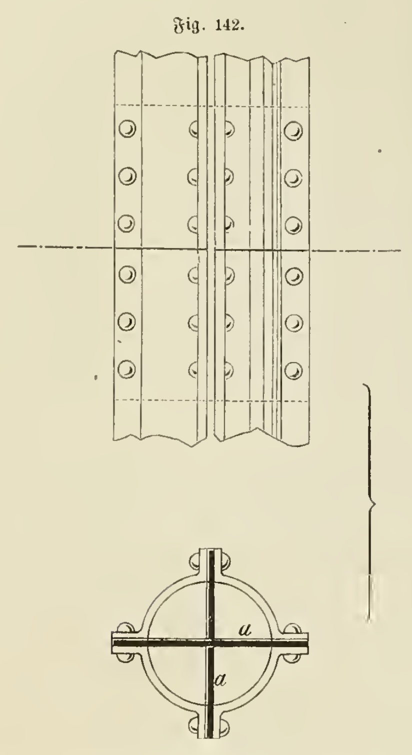
Fig. 141.



Bei Säulen, welche durch mehrere Stockwerke hindurchgehen, behält man am besten ein und dieselbe Profilform bei und bewirkt die in den unteren Stockwerken nötig werdenden Querschnittsverstärkungen durch Einlagen (a-a in Fig. 142b). Wie weit man hierbei gehen kann, zeigt die auf Taf. 70, Fig. 3 dargestellte schmiedeeiserne Säule. An den Stößen (Fig. 142a u. b) sind die Stoßflächen sauber abzuarbeiten, außerdem wird die Verbindung mittels Blechen a-a

befestigt, welche zwischen die Quadrantschenkel genietet werden. Läßt sich der Übergang von einem stärkeren auf ein schwächeres Profil nicht gut vermeiden, so ist der Stoß nach Taf. 17, Fig. 3b in ähnlicher Weise wie bei Fig. 2b auszubilden.

Fig. 142.

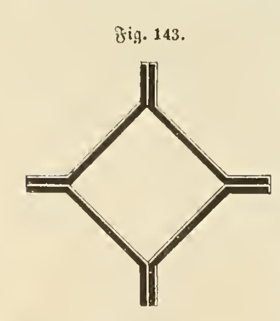


Werden gußeiserne Fuß- und Kopfplatten angewendet, so sind diese in gleicher Weise, wie bei Taf. 17, Fig. 2 zu gestalten.

b. Kastenförmige Querschnitte.

Die von einigen Walzwerken hergestellten Quadratsäuleneisen (Fig. 143) werden in ganz gleicher Weise wie die Quadranteisen verwendet.

Fig. 143.



Der einfachste kastenförmige Querschnitt unter Verwendung von Normalprofilen wird durch zwei ⊏-Eisen mit aufgenieteten Flacheisen gebildet. Einen solchen Querschnitt besitzt die in Taf. 7, Fig. 6 gezeichnete Stütze. Aus dieser Figur ist zugleich der Anschluß eines Kastenträgers und eines einfachen I-Trägers zu ersehen. Die Anschlußwinkel für den letzteren müssen vor dem Zusammennieten der Stütze auf die Flacheisen (Kopfplatten) aufgenietet werden.

Bei größeren Querschnitten sind statt der ⊏-Eisen Bleche mit Winkeleisen zu verwenden, wie bei der auf Taf. 28 dargestellten schmiedeeisernen Säule. Eine solche Stütze kann dann mit Leichtigkeit eine Verjüngung von unten nach oben erhalten. Der Anschluß der Träger und Bögen ist aus den Fig. 2, 3, 5 zu ersehen. Selbstredend müssen alle zum Anschluß erforderlichen Laschenwinkel bereits vor Zusammennieten der Säule an den Deckblechen angenietet sein. Einzelne Schrauben und Niete lassen sich auch nachträglich von oben mit Zangen einbringen, wenn sie nicht zu weit von den Enden der Säule entfernt liegen. — Die Form des schmiedeeisernen Säulenfußes zeigt Taf. 28, Fig. 4a und b. Die kräftige Verankerung der Platte war zur Aufnahme des durch den Winddruck hervorgerufenen Biegungsmoments geboten. (Näheres hierüber siehe § 8.)

Eine durch verschiedene Stockwerke durchgehende Säule von kastenförmigem Querschnitt ist auf Taf. 18, Fig. 1 dargestellt. Fig. 1, b c und e zeigt den schmiedeeisernen Fuß, Fig. 1, a d und f den Anschluß der Träger in einem mittleren Stockwerk. Auch ist aus Fig. 1 a und d der Übergang aus einem stärkeren in ein schwächeres Stützenprofil zu ersehen.

Die kastenförmigen Querschnitte werden vorzugsweise bei stark belasteten, oder, wie in vorstehendem Beispiel, bei auf Biegung beanspruchten Stützen verwendet, für welche die gewöhnlichen ringförmigen Querschnitte nicht mehr ausreichen. Beliebige Verstärkungen lassen sich durch Aufnieten von Kopfplatten in ähnlicher Weise wie bei den Kastenträgern erreichen.

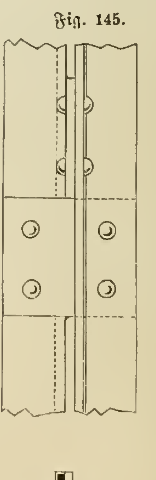
c. Kreuzförmige Querschnitte.

Der kreuzförmige Querschnitt ist bei gleichem Materialaufwand nicht so tragfähig, und nicht so widerstandsfähig in der Brandhitze, wie die vorgenannten Querschnitte, dagegen ist die Ausführung eine einfache und der Anschluß anderer Konstruktionsteile bequem zu bewirken. Die Anwendung empfiehlt sich daher mitunter bei geringer belasteten Stützen.

Fig. 144.



Fig. 145.





Der Querschnitt wird aus vier Winkeleisen zusammengesetzt, zwischen welchen ein Zwischenraum zur Aufnahme der Stege etwa anzuschließender Träger und für Querschnittsverstärkungen durch Zwischenbleche (Fig. 144) verbleibt. In den oberen Stockwerken

kann man eine weitere Verringerung des Querschnitts dadurch erzielen, daß man nur zwei durch Futterbleche ab und zu verbundene Winkeleisen verwendet (Fig. 145). Die Anordnung der Säulenfüße, der Trägeranschlüsse und der Stöße erfolgt in gleicher Weise, wie bei den Quadrantsäulen.

d. I- und ⊏-förmige Querschnitte.

Die bisher besprochenen Querschnitte besitzen in den beiden senkrecht aufeinander stehenden Symmetrieachsen gleiche, oder nahezu gleiche Trägheitsmomente und sind daher für alle die Stützen geeignet, bei welchen ein Ausknicken in jeder beliebigen Richtung stattfinden kann. Bei den I- und ⊏-förmigen Querschnitten ist dagegen das Trägheitsmoment in Richtung der großen Hauptachse und damit der Widerstand gegen Ausknicken in dieser Richtung stets bedeutend größer, als bei der kleinen Hauptachse. Diese Querschnitte sind daher nur dann mit Vorteil zu verwenden, wenn nur in einer Richtung Ausknicken zu befürchten ist, sei es, daß in der dazu senkrechten Richtung die Stütze in irgend einer Weise gegen Ausknicken geschützt, oder daß die Stütze durch horizontale Kräfte (Winddruck) nur in einer bestimmten Richtung auf Biegung beansprucht wird.

Beides trifft in der Regel zu bei den eisernen Stilen der gemauerten Außenfachwände. Dieselben sind gegen Ausknicken in Richtung der Wandebene entweder durch Einmauerung, oder durch Fachwerk (Riegel- und Streben) geschützt, nicht aber gegen Ausknicken und Ausbiegen in der dazu senkrechten Richtung. Bei inneren Fachwänden kommt nur Ausknicken und Ausbiegen infolge lotrechter Belastung in Frage.

Außerdem sind I-förmige Stützen zweckmäßig an Stelle gußeiserner Wände, also in den Fällen, in welchen eine breite Frontmauer unterstützt werden soll. Die I-Form wird hier in der Regel durch vier Winkeleisen und Steg, nach Art der Blechträger, gebildet, wobei an Stelle der vollen Blechwand auch Gitterwerk treten und die Gurtung noch in mannigfacher Weise durch Platten, I- und ⊏-Eisen verstärkt werden kann (Fig. 146 und 147).

Die Trägeranschlüsse gestalten sich bei I- und ⊏-förmigen Querschnitten durchweg einfach, da sich die anschließenden Winkeleisen sowohl am Steg, als auch am Flansch vor und nach der Aufstellung bequem anbringen lassen. Verstärkungen lassen sich wie bei den Blechträgern durch Aufnieten von Gurtplatten auf den Flanschen erzielen.

Werden zwei I-förmige Stützen durch Fachwerk verbunden, so erhält man einen Pfeiler, welcher zweckmäßig in Gebäuden zu verwenden ist, bei denen sämtliche Zwischenwände fehlen und auch die Frontwände infolge vielfacher Durchbrechungen geschwächt sind. Ein solches Beispiel ist auf Taf. 19 und 20 dargestellt. Das Gebäude bildet in jedem Stockwerk nur einen einzigen Raum, in dessen Mittelachse Pfeiler angeordnet sind, welche die Stützen für die

Fig. 146.

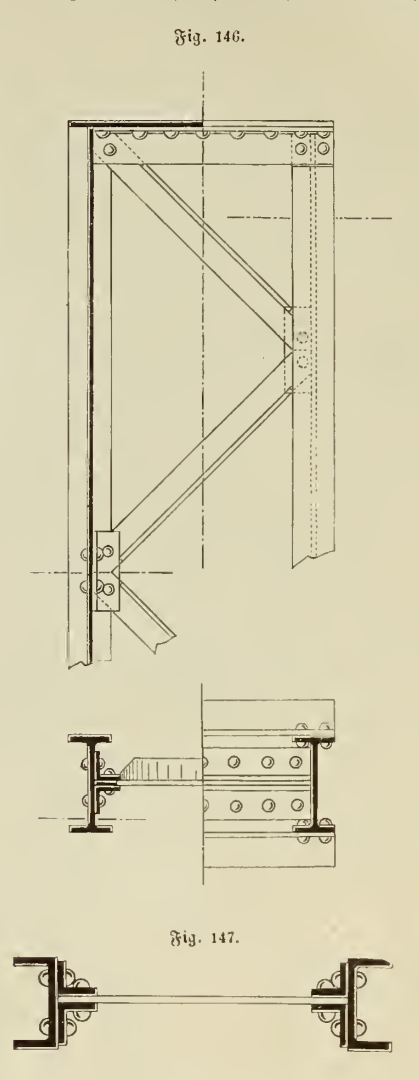
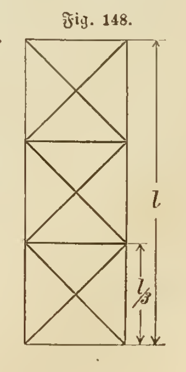


Fig. 147.

Unterzüge der Decken und für die Dachbinder bilden. Jeder Pfeiler besteht aus zwei I-förmigen, aus vier Winkeleisen und Stehblech gebildeten Stützen, deren Flanschen durch schräge Flacheisen und durch die Deckenträger verbunden sind. Innerhalb der so gebildeten Hohlpfeiler befinden sich die gemauerten Rauch- und Lüftungsrohre (Fig. 3b, Taf. 19). Sollten die I-eisernen Stützen in der Längsrichtung des Pfeilers gegen Ausknicken nicht genügen, so kann man dem durch Anordnung einer mehrfachen Riegelverbindung innerhalb eines jeden Stockwerks nach Art der Fig. 148 abhelfen. In die Knickformel (Gleichung (8), S. 34) würde dann anstatt der ganzen Stockwerkshöhe l nur $^1/_3$ derselben einzusetzen sein.

Fig. 148.



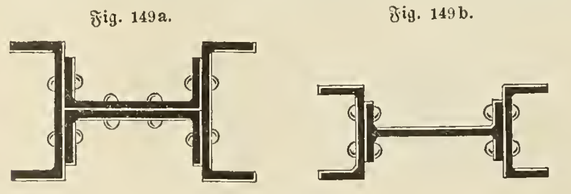
In jedem Stockwerk schließen an den Pfeiler beiderseits zwei in der Längenrichtung des Gebäudes angeordnete Unterzüge an, an diesen letzteren sind wiederum in Abständen von 1,8 m die Deckenträger, zwischen welchen gewölbte Kappen gespannt sind, mittels Winkeleisen befestigt. Je ein solcher Deckenträger trifft gegen eine der beiden I-förmigen Stützen des Pfeilers. An Stelle dieser Deckenträger treten im Dachgeschoß genietete Träger, welche die Dachstile unterstützen und deren äußeres Ende auf einer der Dachneigung entsprechend schräg gestellten Stütze gleichen Querschnitts ruht. Dem bei einseitigem Winddrucke entstehenden Bestreben auf Verschieben des von Trägern und Stützen gebildeten Vierecks wirkt die Aussteifung der Ecke zwischen Dachträger und schräger Stütze, sowie die Steifigkeit des Pfeilers entgegen (vgl. Kap. 12, § 8).

Die Einzelheiten der Trägeranschlüsse und des Stoßes zweier Stützen in den Fußböden der Geschosse sind aus den in größerem Maßstab der Taf. 20 dargestellten Figuren zu ersehen. Der Fuß einer jeden Stütze (Taf. 20, Fig. 1 und 3) besteht aus einer gußeisernen Platte mit Verstärkungsrippen, auf welcher der Pfeiler stumpf und ohne weitere Verbindung aufsteht. Die Berührungsflächen sind bearbeitet, außerdem ist die Druckfläche des Steges der I-förmigen Stütze durch seitlich angenietete Flacheisen verstärkt.

* * *

Setzt man nach Fig. 149 a und b mehrere I und ⊏-Eisen zusammen, so erhält man Stützenformen, welche eine annähernd so große Tragfähigkeit in jeder Richtung

Fig. 149a. Fig. 149b.



besitzen wie die röhren- und kastenförmigen Querschnitte, vor diesen aber den Vorzug haben, daß die durchweg einwandige Form einen bequemen Anschluß von Trägern und anderen Konstruktionsteilen zu jeder Zeit zuläßt. Derartige Stützen sind daher besonders bei Werkstätten, bei welchen zum Teil die Stützen zur Befestigung von Maschinenteilen benutzt werden, zweckmäßig.

Die ⊏-Eisen sind hierbei den I-Eisen vorzuziehen, da die breiteren und dünneren Flanschen der ⊏-Eisen eine geringere Schwächung des Querschnitts bei der Vernietung zur Folge haben.

Eine solche aus ⊏-Eisen zusammengesetzte, durch mehrere Stockwerke durchgehende Stütze ist auf Taf. 18, Fig. 2 a—f dargestellt. Die Einzelheiten lehnen sich an die früheren Beispiele an und bedürfen keiner Erläuterung.

* * *

Schmiedeeisen ist empfindlicher gegen Rost, als Gußeisen. Während man daher bei trocken stehenden gußeisernen Säulen im allgemeinen nicht nötig hat, die innere Wandung mit einem Schutzmittel gegen Rost zu versehen, müssen die Innenflächen der aus Schmiedeeisen gebildeten röhren- und kastenförmigen Querschnitte vor dem Zusammennieten sorgfältig mit Bleimennige gestrichen, oder mit einem andern schützenden Überzug versehen werden. Eine Erneuerung des Anstrichs hat man bisweilen bei dem Rosten stark ausgesetzten Säulen durch Vollgießen des Hohlraumes mit Mennigfarbe bewirkt. Letztere wird, nachdem sie einige Zeit gestanden, durch einen am Fuß der Säule angebrachten verschließbaren Abfluß abgelassen.

Die künstlerische Ausschmückung schmiedeeiserner Säulen ist bei den starren feststehenden Formen der Walzprofile erheblich schwieriger als bei gußeisernen Säulen. Am leichtesten gestaltet sich dieselbe noch bei den geschweißten Rohren, welche sich bei entsprechendem Preisaufschlag auch mit Verjüngung (konisch) herstellen lassen.

In welcher Weise auch kastenförmige Querschnitte durch entsprechende Form und durch Auflegen schmiedeeiserner und gußeiserner Verzierungen ausgebildet werden können, zeigt die auf Taf. 16, Fig. 3 dargestellte Säule. Der kastenförmige Querschnitt ist hier durch zwei ⊏-Eisen, deren Schenkel nach innen stehen und zwei aufgelegte trapezförmige Bleche gebildet. Die Vernietung muß mittels besonderer Einrichtungen erfolgen, da man die Niete von außen nicht mit der Hand einstecken und gegenhalten kann. Hierdurch werden derartige Säulen allerdings ziemlich kostspielig.

§ 4.

Berechnung der Stützen bei achsialer (zentrischer) Belastung.

Wird eine Säule genau achsial, d. h. durch eine in der Richtung der Schwerlinie wirkende Kraft P beansprucht, und bezeichnet f die Querschnittsfläche der Säule, so ist die Größe der Inanspruchnahme des Materials

$$k = \frac{P}{f} \text{ (Gleichung (2), S. 27).}$$

Hieraus ergibt sich die erforderliche Querschnittsfläche

$$f = \frac{P}{k} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (1)$$

Mit Rücksicht auf Ausbiegen ist ferner nach Gleichung (8—10), S. 34, der Querschnitt so zu gestalten, daß dessen Trägheitsmoment mindestens:

$J = 2{,}5\, P l^2$ bei Schmiedeeisen	wenn P in Tonnen,	(2)
$J = 6\, P l^2$ „ Gußeisen	l in m eingesetzt wird,	(3)
$J = 100\, P l^2$ „ Holz	erhält man J in cm.³	(4)

Für l ist hierbei jedesmal der größte Abstand zwischen zwei benachbarten Führungen, welche ein seitliches Ausweichen der Stütze verhindern, einzusetzen. Trägt demnach eine Säule eiserne Unterzüge, auf welchen hölzerne Querbalken ruhen, so ist die freie Länge bis zur Oberkante der Unterzüge, beziehungsweise der Unterkante der Querbalken zu rechnen, nicht nur bis zur Unterkante der Unterzüge, da hier ein Ausweichen zur Seite in Richtung der Querbalken nicht ausgeschlossen ist.

In manchen Fällen ist die Säule in einer Richtung mehrfach gehalten, während in der anderen Richtung kein Schutz gegen Ausbiegen vorhanden ist. Alsdann kann das Trägheitsmoment des Querschnitts in der ersteren Richtung entsprechend kleiner, als das der zweiten Richtung, mithin die Ausdehnung des Querschnitts in beiden Richtungen eine verschiedene sein.

Bei den hölzernen und eisernen Stützen kommen meistens nur die Gleichungen (2)—(4) in Frage. Nur bei sehr schweren Lasten und geringer Längenausdehnung der Stütze kann Gleichung (1) einen größeren Querschnitt bedingen als Gleichung (2)—(4).

Beispiele:

1) Eine Stütze von 4,0 m Länge wird durch 10,0 Tonnen zentrisch belastet.

Nach Gleichung (2)—(4) ist

für Schmiedeeisen $J = 2{,}5 \cdot 10 \cdot 4^2 = 400$ (cm³)

„ Gußeisen . . $J = 6 \cdot 10 \cdot 4^2 = 960$ „

„ Holz . . . $J = 100 \cdot 10 \cdot 4^2 = 16000$ „

dem entspricht:

bei Schmiedeeisen nach Tab. 16 Viertelkreiseisen Nr. 5, dessen $J = 573$ $f = 29{,}8$ qcm,

„ Gußeisen nach Tab. 9, Hohlsäule Nr. 19, deren $J = 997$, $f = 48$ qcm,

„ Holz, Querschnitt 21 . 21 cm, dessen $J = \frac{21^4}{12} = 16500$, dessen $f = 441$ qcm.

Nach Gleichung (1) wird

für Schmiedeeisen $k = \frac{10000}{29{,}8} = 335$ kg f. d. qcm

„ Gußeisen . . $k = \frac{10000}{48} = 208$ „ „ „

„ Holz . . . . $k = \frac{10000}{441} = 23$ „ „ „

Bei den genieteten Querschnitten muß das Trägheitsmoment der Nietlöcher vom Trägheitsmoment des vollen Querschnitts in Abzug gebracht werden. In vorliegendem Falle konnte dies bei den Quadranteisen unterbleiben, da Tab. 16 das Trägheitsmoment für die volle Säule ohne Zwischenlage (a in Fig. 142 b) enthält und das Trägheitsmoment unter Berücksichtigung dieses Zwischenraumes und der Nietlöcher sicher nicht kleiner ausfällt. Ein Abzug der Nietlöcher bei Gleichung (1) ist nicht erforderlich.

2) Die Last betrage = 60 Tonnen, die Stützenlänge sei 5,0 m. Es ist erforderlich:

für Schmiedeeisen $J = 2{,}5 \cdot 60 \cdot 5^2 = 3750$

$f = \frac{60}{0{,}8} = 75$ qcm

„ Gußeisen . . . $J = 6 \cdot 60 \cdot 5^2 = 9000$

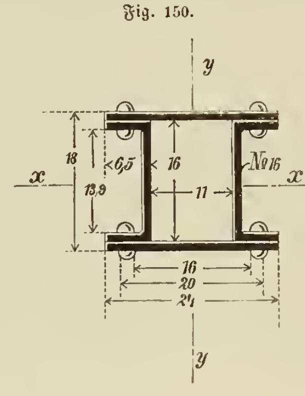
$f = \frac{60}{0{,}5} = 120$ qcm

„ Holz . . . . . $J = 100 \cdot 60 \cdot 5^2 = 150000$

$f = \frac{60}{0{,}07} = 860$ qcm.

Für Schmiedeeisen genügt der in Fig. 150 dargestellte kastenförmige Querschnitt, dessen Trägheitsmomente sich wie folgt ergeben:

Fig. 150.



1) J_x:

J der beiden [-Eisen bezogen auf die x-Achse nach Spalte 9, Tab. 11 = 2 . 932 . . . = 1864

J der Platten ohne Nietabzug:

$= \frac{24}{12}(18^3 - 16^3)$ . . . . . = 3472

Sa. = 5336

Nietlochabzug $i = \frac{2 \cdot 2}{12}(18^3 - 13{,}9^3)$ . . . = 1049

Rest J_x = 4287

2) J_y:

J des [-Eisens bezogen auf die Schwerachse parallel zum Steg nach Spalte 11, Tab. 11 = 97, Abstand dieser Achse von der Achse y-y nach Spalte 12, Tab. 11

$$e = \underbrace{6{,}5}_{b} - \underbrace{4{,}49}_{a} + 5{,}5 = 7{,}51.$$

Mithin Trägheitsmoment der beiden [-Eisen bezogen auf die Achse y-y ohne Nietabzug

$J = 2(i + fe^2)$[1] $= 2(97 + 24{,}1 \cdot 7{,}51^2)$ = 2906

J der Platten ohne Nietabzug $= \frac{2 \cdot 24^3}{12}$ = 2306

Sa. = 5212

Nietlochabzug $i = \frac{4{,}1}{12}(20^3 - 16^3)$ . . . = 1334

Rest J_y = 3878

1) Siehe Gleichung (11), S. 36.

Demnach genügt noch das kleinste Trägheitsmoment. Querschnittsfläche $f = 2(24 + 24{,}1) = 96{,}2$ qcm, mithin gleichfalls ausreichend.

Für Gußeisen würde nach Tab. 9 Hohlsäule Nr. 71, deren $J = 10\,334$, $f = 164$ qcm, genügen.

In Holz ist diese Stütze bereits nicht mehr ausführbar, da bei quadratischem Querschnitt die Stärke der Stütze

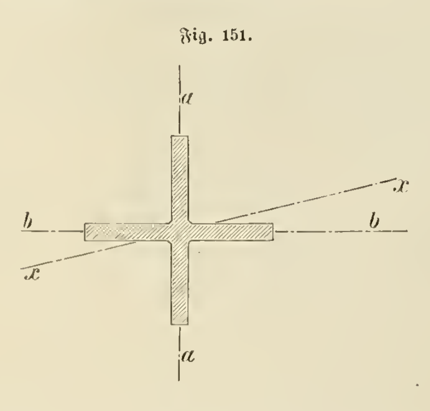
$$a = \sqrt[4]{150\,000 \,.\, 12} = 37 \text{ cm}.$$

Soll statt der Säulenform eine guß- oder schmiedeeiserne Wand Verwendung finden, so läßt man bei Ermittelung des Trägheitsmoments den mittleren Teil α-α in Fig. 136 ganz außer acht, und berücksichtigt nur die beiden Endsäulen, deren beide Trägheitsmomente bezogen auf die x-x-Achse zusammengezählt werden.

* * *

Das Trägheitsmoment derjenigen Querschnitte, welche zwei aufeinander senkrecht stehende Symmetrieachsen besitzen, ist nach S. 30 für jede Lage der Schwerpunktsachse das gleiche, wenn das Trägheitsmoment der einen Symmetrieachse ebenso groß ist, wie das Trägheitsmoment der anderen Symmetrieachse. Derartige Querschnitte sind: Quadrat, Kreis, regelmäßiger Kreuzquerschnitt u. a. Für den in Fig. 151 dargestellten Kreuzquerschnitt sind beispielsweise

Fig. 151.

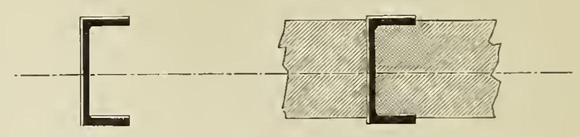


die Trägheitsmomente der Symmetrieachsen a-a und b-b gleich groß. Demnach ist auch das Trägheitsmoment einer beliebigen x-x-Achse von derselben Größe.

Bei allen anderen Querschnitten, bei welchen der Wert von J für die verschiedenen Achslagen verschieden ist, darf nur das kleinste Trägheitsmoment berücksichtigt werden, wenn die Ausknickung ebensogut in dieser Richtung erfolgen kann, wie in einer anderen. So ist bei einer [-förmigen Stütze (Fig. 152a) das der x-x-Ebene entsprechende kleinste Trägheitsmoment zu berücksichtigen, wenn die Stütze nach allen Seiten frei steht. Ist dagegen die Stütze in der einen Richtung etwa durch Einmauerung nach Fig. 152b seitlich gehalten, so daß ein Ausknicken nach dieser Seite nicht zu befürchten ist, so kann der Berechnung das größte Trägheitsmoment (der y-y-Ebene) zu Grunde gelegt werden.

Beispiel 3) Würde für Beispiel 1 ein [-förmiger Querschnitt gewählt, so würde nach Tabelle 11 bei seitlich

Fig. 152a und b.



vollständig freier Stütze [Nr. 30 zu wählen sein, da bei dem nächst kleineren Profil Nr. 26 das kleinste Trägheitsmoment nur 365 beträgt, während 400 erforderlich ist. Wird dagegen die Stütze nach Fig. 152b eingemauert, so genügt bereits [-Eisen Nr. 14, dessen Gewicht nur $^1/_3$ so groß. — Derartige Fälle treten u. a. dann ein, wenn schwache an und für sich nicht tragfähige (etwa $^1/_2$ Stein starke) Wände durch Unterzüge belastet werden und vorspringende Pfeiler vermieden werden sollen. Man lagert dann den Unterzug auf einer eingemauerten eisernen Stütze.

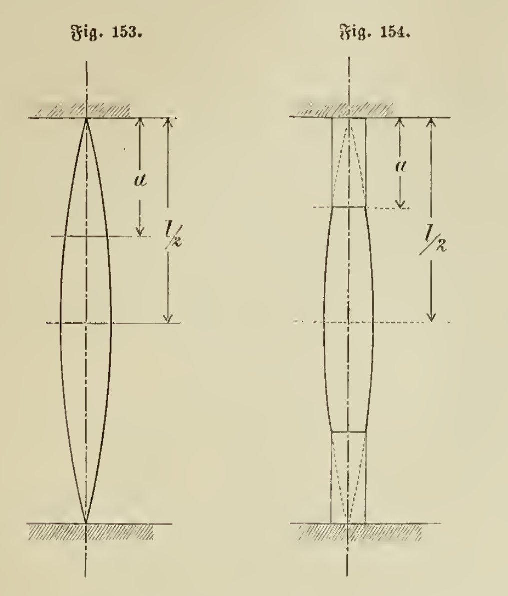
* * *

Die nach den Gleichungen (2)—(4) bestimmten Querschnitte sind in dieser Größe nur in der Entfernung $\frac{l}{2}$ von den Enden der Säule erforderlich. Nach den Enden zu kann, soweit überhaupt noch Ausknicken in Frage kommt, das Trägheitsmoment nach dem Quadrat der Entfernung abnehmen.

Für einen beliebigen Querschnitt im Abstand a vom Ende findet man daher das erforderliche Trägheitsmoment, wenn man in den Gleichungen (2)—(4) für $l = 2a$ einsetzt. Da das Trägheitsmoment eines Querschnitts mit dem vierten Grade des Durchmessers wächst, beziehungsweise abnimmt, so ergibt sich alsdann die in Fig. 153 dargestellte theoretische Form der Säule gegen Ausknicken. Nach der Festigkeitsgleichung (1) darf jedoch der Querschnitt nicht 0 werden, sondern die Querschnittsfläche muß an jeder Stelle mindestens $= \frac{P}{k}$ sein. Demnach ergibt sich der rein theoretische Säulenquerschnitt unter Berücksichtigung der Druck- und Knickfestigkeitsgleichung nach Fig. 154. Bei der Verjüngung gußeiserner Säulen ist daher darauf zu achten, daß in jedem Querschnitt sowohl der Druck- als der Knickfestigkeitsbedingung genügt wird. Nach unten pflegt man eine Verjüngung gußeiserner Säulen nur bei Anwendung von Fußgelenken eintreten zu lassen (Taf. 16). Bei Säulen mit Fußplatte ohne Gelenk wird die Standsicherheit erhöht, wenn nach unten keine Verjüngung angeordnet wird, da

dann der Zustand der Säule sich dem dritten Zerknickungsfall (S. 34) nähert.

Bei schmiedeeisernen Säulen kann der Querschnitt in derselben Weise, wie bei den Blechträgern, dadurch veränderlich gemacht werden, daß man das nötige Trägheitsmoment durch aufgelegte Platten erreicht, welche an der Stelle aufhören, an welcher das Trägheitsmoment des Querschnitts ohne Platte eben noch genügt. Die Ermittelung des Abstandes der Plattenenden von den Stützpunkten erfolgt in ganz ähnlicher Weise wie bei den Gurtplatten der Blechträger (vgl. S. 68). Bezeichnet J_0 das Trägheitsmoment des Querschnitts ohne Gurtplatte, so folgt der Abstand x des Plattenendes aus Gleichung (2)



$$J_0 = 2{,}5\, P\, \frac{x^2}{4} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (5)$$

Hieraus

$$x = 1{,}26 \sqrt{\frac{J_0}{P}} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (6)$$

Die Platte ist dann um eine Nietreihe = 12 cm länger als die theoretische Länge zu machen. Da indessen bei den Stützen die hieraus erwachsende Materialersparnis nur gering ist und aus anderen Rücksichten die Beibehaltung desselben Querschnitts auf die ganze Säulenlänge häufig geboten erscheint, so wird nur selten von dem zuletzt erwähnten Verfahren Gebrauch zu machen sein.

§ 5.

Berechnung der Stützen bei einseitiger (exzentrischer) Belastung.

In allen Fällen, in welchen die Träger nicht direkt auf dem Säulenschaft, sondern seitlich auf angegossenen beziehungsweise angenieteten Vorsprüngen gelagert werden und die Träger außerdem wechselnden Belastungen unterworfen sind, wirkt der Stützendruck zeitweise einseitig. Dies trifft stets zu bei den durch mehrere Stockwerke ununterbrochen durchgehenden Stützen, welche die Deckenlast aufzunehmen haben.

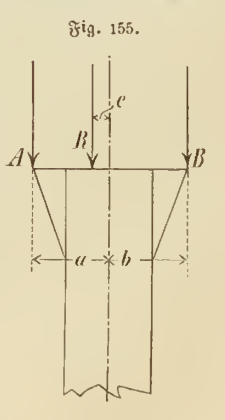
Bei den landläufigen Berechnungen derartiger Säulen pflegt man auf diese einseitige Lastwirkung keine Rücksicht zu nehmen und begeht damit einen um so größeren Fehler, je ausladender die Konsolen angeordnet und je ungleichmäßiger die Stützendrucke der einzelnen Träger sind.

Durch die einseitige Belastung der Säule entstehen nämlich nach S. 33 Biegungsspannungen, welche in der Regel einen größeren Querschnitt bedingen, als den auf Grund einer achsial wirkenden Kraft mittels der Gleichungen (1)—(4) ermittelten.

Die Unterlassung dieser Rücksichtnahme auf die einseitige Beanspruchung der Säulen kann namentlich bei gußeisernen Säulen von den schwersten Folgen begleitet sein, zumal derartige Konstruktionen fast stets bei den stark belasteten Speicher- und Fabrikgebäuden vorkommen und hier einseitige Belastungen der Decken die Regel bilden. Gewöhnlich wird in Speichergebäuden der Fußboden eines Stockwerks zunächst an einer Wand belastet und dann fortschreitend bis zur andern Wand mit Ausnahme eines seitlich bleibenden Ganges bepackt, ebenso können durch Vermietung und Ingebrauchnahme von Teilen eines Lagerbodens einseitige Belastungen entstehen.

Die Berechnung derartig einseitig belasteter Säulen hat in ähnlicher Weise, wie bei den S. 75 behandelten Mauerpfeilern auf Grund der im Kap. 2, S. 33 angegebenen Regeln für exzentrische Belastung zu erfolgen.

Man berechne zunächst die Säule unter der Annahme voller Belastung der Träger und achsial wirkenden Stützendruckes, wie im vorigen § gezeigt wurde. Hat man hiernach den Querschnitt bestimmt, so nehme man den einen Träger belastet, den andern unbelastet an, und zwar so, daß sich der größtmögliche Unterschied der Stützendrucke zu beiden Seiten der Säule ergibt. A und B, Fig. 155, seien diese Stützendrucke. Den Ausschlag e der Mittelkraft R findet man dann aus den Gleichgewichtsbedingungen:



$$A \,.\, a + R \,.\, e = B b \; . \; . \; . \; (7)$$

und

$$A + B = R \; . \; . \; . \; . \; . \; (8)$$

Nunmehr ist die in der Säule auftretende größte Druckspannung auf der dem Ausschlag e entsprechenden Seite

$$k_d = \frac{R}{f} + \frac{R \cdot e}{W} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (9)$$

die kleinste Druck- beziehungsweise Zugspannung auf der gegenüberliegenden Seite

$$k_z = \frac{R}{f} - \frac{R e}{W} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (10)$$

In diesen Gleichungen ist auf die Vergrößerung des Ausschlaghebels e infolge der elastischen Ausbiegung der Säule noch keine Rücksicht genommen. Da es sich jedoch bei den hier zu betrachtenden Fällen vielfach um verhältnismäßig kleine Werte von e handelt, so kann diese Vernachlässigung von erheblichem Einfluß sein. Die elastische Durchbiegung wird nun bei den in der Praxis vorkommenden Fällen stets weniger als 1 cm betragen, man wird daher mit vollständiger Sicherheit rechnen, wenn man für e (in cm) e + 1 setzt. Die Gleichungen lauten alsdann:

$$k_d = \frac{R}{f} + \frac{R(e+1)}{W} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (11)$$

$$k_z = \frac{R}{f} - \frac{R(e+1)}{W} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (12)$$

Hierin ist R in kg, f in qcm, W bezogen auf cm einzusetzen, um k in kg f. d. qcm zu erhalten.

Wird

$$\frac{R(e+1)}{W} > \frac{R}{f}$$

dann entsteht in der einen Säulenseite Zugspannung.

k_d wird dann am größten, wenn der (zentrisch wirkende) Stützendruck der oberen Stockwerke bei voller Belastung eingesetzt wird, während die in dem zu untersuchenden Stockwerk an den Säulenkopf anschließenden Träger derart verschieden belastet angenommen werden, daß der Unterschied der Stützendrucke und demnach der Ausschlag e den größtmöglichen Wert erreicht.

k_z wird dagegen am größten, wenn der Stützendruck der oberen Stockwerke bei unbelasteter Stütze und die Trägerdrucke wie bei k_d angenommen werden.

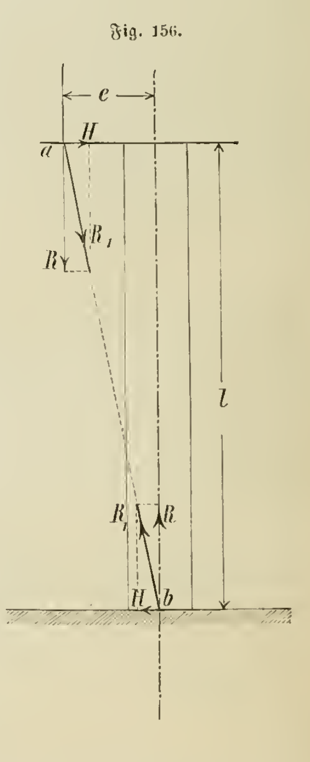
Liefern die Gleichungen (11) und (12) bei dem nach Gleichung (1)—(3) ermittelten Querschnitt für k größere, als die größtzulässigen Werte, so hat eine entsprechende Verstärkung des Querschnitts einzutreten. Als größte zulässige Inanspruchnahme ist mit Rücksicht auf den dem Material entsprechenden Sicherheitsgrad zu bezeichnen:

	Druck	Zug
für Schmiedeeisen . .	800—900	800—900
„ Gußeisen . . .	500	250
„ Holz	60—70	60—70

Die Spannungen k_d und k_z sind in jedem Querschnitt der Säule die gleichen. Soll daher die Säule eine Schwellung erhalten, so muß diese unter entsprechender Verstärkung des Querschnitts erzielt werden. Im allgemeinen wird die Einseitigkeit der Belastung bei schmiedeeisernen Säulen ungünstiger wirken, als bei gußeisernen Säulen, wenigstens solange sich der Ausschlag innerhalb gewisser Grenzen hält. Wird der Ausschlaghebel jedoch so groß, daß erhebliche Zugspannungen auftreten, so ist die schmiedeeiserne Säule wegen der größeren Zugfestigkeit vorteilhafter. Auch ist eine Beanspruchung des Gußeisens auf Biegung bei der Sprödigkeit des Materials selbst innerhalb der zulässigen Beanspruchungsgrenzen nur dann unbedenklich, wenn die Säule vor Verwendung einer entsprechenden Belastungsprobe unterzogen worden ist.

Die einseitige Belastung der Säulen hat noch eine seitliche Schubwirkung auf die Decke beziehungsweise den Fußboden zur Folge, wenn verhütet werden soll, daß sich der einseitige Druck auf die Säule des nächsten Stockwerkes, beziehungsweise auf den Fundamentpfeiler fortpflanzt. Letztes muß aber unter allen Umständen vermieden werden, weil sonst die Säulen- und Pfeilerquerschnitte viel zu stark ausfallen würden.

Fig. 156.



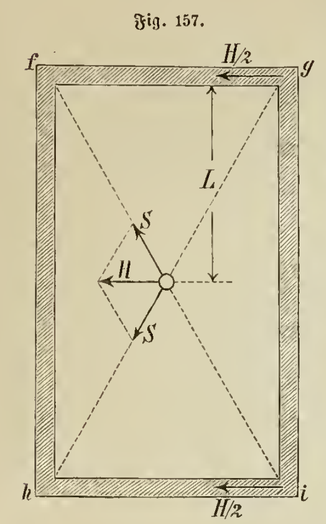
Man zerlege nach Fig. 156 die einseitig im Abstand e wirkende Stützenkraft R nach der den Angriffspunkt a mit dem mittleren Fußpunkt der Säule b verbindenden Richtung in die Seitenkräfte R_1 und H. Die erstere wird aufgehoben durch eine im Punkt b gleich und entgegengesetzt wirkende Kraft R_1, welche sich ebenfalls in eine Vertikalkraft R und eine Horizontalkraft H zerlegen läßt. Die im Punkt a angreifende Last bewirkt also einen im Mittelpunkt b der Säule zentrisch auf die Unterlage wirkenden Druck R und ein Moment H.l. Da nun H.l = R.e, so folgt die Größe von

$$H = \frac{R e}{l} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (13)$$

Diesen Schub vermögen meist nur diejenigen bis zum Fundament reichenden Wände eines Gebäudes aufzunehmen, welche der Kraft H parallel laufen, da die senkrecht dazu stehenden Wände vielfach nicht genügende Stärke gegen derartige Schubkräfte besitzen (Fig. 157). Besteht die Decke aus eisernen Trägern mit dazwischen gespannten Kappen, oder Mauerwerk, so wird der Schub mit hinreichender Sicherheit

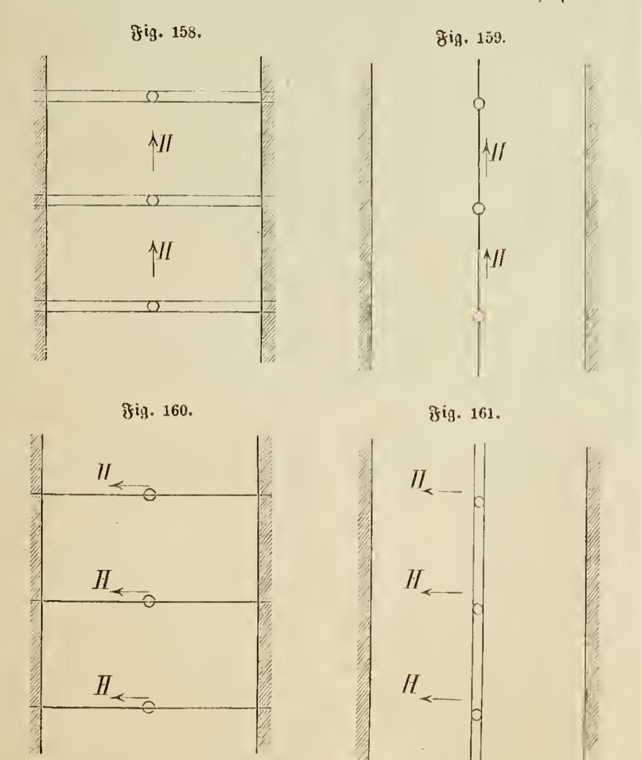
auf die benachbarten Wände übertragen werden, wenn die Entfernung L nicht zu groß ist. Auch ein gespundeter hölzerner Fußboden wird in der Regel eine genügende Wirkung ausüben, namentlich wenn er diagonal verlegt wird und die Größe von H sich in engen Grenzen hält. Fehlt ein zur Übertragung von H geeigneter Fußboden, so muß dieser durch Zuganker ersetzt werden, welche die Säule mit den Eckpunkten f g h i verbinden.

Fig. 157.



Ist die Entfernung L der benachbarten parallel zu H laufenden Wände zu groß, so müssen die Unterzüge so angeordnet werden, daß eine einseitige Verschiebung der Last in der Richtung von H nicht vorkommen kann. Bei allen Speicher- und Fabrikgebäuden, bei welchen Scheidewände um mehr als etwa die doppelte Entfernung der Frontwände voneinander entfernt sind, müssen daher die Unterzüge so auf den Säulen gelagert werden, daß die Lagerkonsolen nur parallel zu den Frontwänden ausladen. Demnach sind die Unterzüge in diesen Fällen nach Fig. 158, 159 und nicht nach Fig. 160, 161 anzuordnen. Außerdem halte man alle

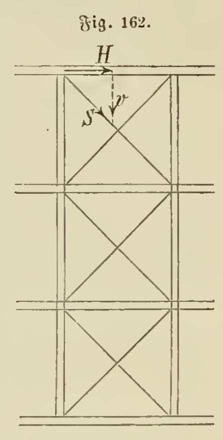
Fig. 158. Fig. 159. Fig. 160. Fig. 161.



ausladenden tragenden Teile so knapp wie irgend möglich, damit die Trägerlasten möglichst nahe der Säulenachse angreifen. Da sich diese Bedingung bei schmiedeeisernen Säulen leichter erfüllen läßt, als bei gußeisernen, so verdienen die ersteren den Vorzug.

Ist infolge besonderer Verhältnisse die Anordnung nach Fig. 158, 159 nicht ausführbar, oder erscheint die Steifigkeit der Decke bei weiten Ausladungen der Rippen nicht genügend, so müssen je zwei Säulen durch Kreuzzugbänder nach Fig. 162 in allen Stockwerken verbunden werden. (Vgl. auch Taf. 19, 20 und S. 87.) Die Beanspruchung der Zugbänder erhält man durch Zerlegen der Kraft H nach der Richtung des Zugbandes und der Richtung der Säulenachse nach den im 6. Kap. zu gebenden Regeln. Der Zuwachs, welchen die Säulenspannungen infolge dieser Verankerung erfahren, kann in der Regel vernachlässigt werden.

Fig. 162.

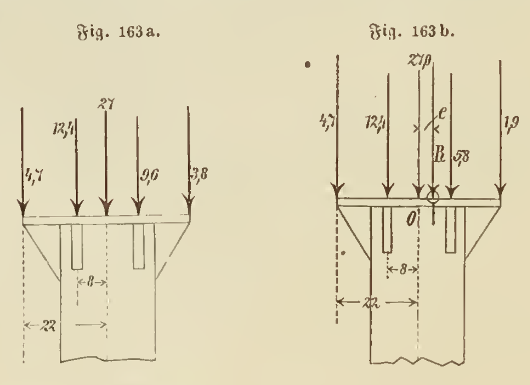


Beispiel 4) Berechnung der Taf. 11, Fig. 2 dargestellten Säule.

Bei voller Belastung der Balkenlagen haben die Auflagerdrucke der Träger die aus Fig. 163a ersichtlichen Werte. Der zentrisch wirkende Stützendruck aus den oberen Stockwerken beträgt 27 t.

Berechnen wir zunächst die Säule in üblicher Weise, indem die Mittelkraft zentrisch wirkend angenommen wird.

Fig. 163a. Fig. 163b.



Es ist die Gesamtlast

$$P = 4{,}7 + 12{,}4 + 27{,}0 + 9{,}6 + 3{,}8 = 57{,}5.$$

Die freie Länge der Stütze = 4,25 m, mithin für Gußeisen:

$$J = 6 \,.\, 57{,}5 \,.\, 4{,}25^2 = \text{rund } 6250$$

$$f = \frac{57{,}5}{0{,}5} = 115 \text{ qcm}.$$

Hiernach würde Säule Nr. 67 der Tab. 9 mit 22,5 cm äußerem Durchmesser und 2,0 cm Wandstärke genügen.

Nehmen wir nun die Balkenlagen der kleineren Träger

als unbelastet an, weil in diesem Falle der Ausschlag e am größten wird, so erhalten wir die aus Fig. 163 b ersichtliche Belastungsweise.

Es ist nun die Größe der Mittelkraft:

$$R = 4{,}7 + 12{,}4 + 27{,}0 + 5{,}8 + 1{,}9 = 51{,}8.$$

Ferner für Drehpunkt o

$$4{,}7 \,.\, 22 + 12{,}4 \,.\, 8 = R \,.\, e + 5{,}8 \,.\, 8 + 1{,}9 \,.\, 22.$$

Hieraus

$$e = \frac{114{,}4}{R} = \frac{114{,}4}{51{,}8} = 2{,}21 \text{ cm}.$$

Mithin nach Gleichung (11)

$$k_d = \frac{P}{f} + \frac{P(e+1)}{W},$$

worin

$$P = R = 51{,}8 \text{ Tonnen} = 51\,800 \text{ kg}.$$

Ferner

$$k_z = \frac{P(e+1)}{W} - \frac{P}{f},$$

wobei für P der Wert von R weniger der Nutzlast der oberen Stockwerke $= 51\,800 - \frac{27\,000}{2} = 38\,300$ kg einzusetzen ist. Es betrug:

f des gewählten Querschnitts = 129 qcm,
W " " " = 607.

Mithin

$$k_d = \frac{51\,800}{129} + \frac{51\,800\,(2{,}21 + 1{,}0)}{607} = 676 \text{ kg f. d. qcm},$$

$$k_z = \frac{38\,300}{129} - \frac{38\,300\,(2{,}21 + 1{,}0)}{607} = 86 \text{ kg f. d. qcm},$$

also noch Druck. Dagegen ist bei k_d bereits die zulässige Beanspruchung von 500 kg f. d. qcm überschritten. Der Querschnitt ist demnach entsprechend zu verstärken.

Für Querschnitt Nr. 72 wird

$$k_d = \frac{51\,800}{177} + \frac{51\,800\,(2{,}21 + 1{,}0)}{906} = 476.$$

Möglichenfalls genügt bereits die in der Tabelle nicht enthaltene Wandstärke von 2,4 cm. Hierfür ist

$$f = \pi\,(12{,}5^2 - 10{,}1^2) = 171$$

$$J = \frac{\pi}{4}\,(12{,}5^4 - 10{,}1^4) = 10\,800$$

$$W = \frac{J}{12{,}5} = 860.$$

Demnach:

$$k_d = \frac{51\,800}{171} + \frac{51\,800\,(2{,}21 + 1{,}0)}{860} = 496.$$

Mithin ist dieser Querschnitt zu wählen, wenn der Durchmesser von 25 cm nicht überschritten werden soll.

Der Schub H wird bei diesem Beispiel nach Gleichung (13)

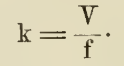
$$H = \frac{R \,.\, e}{l} = \frac{51{,}8 \,.\, 2{,}25}{425} = 0{,}28 \text{ Tonnen}.$$

Die einseitigen Beanspruchungen in einer zu der eben betrachteten Kraftebene senkrechten Ebene sind weniger erheblich. Da die Untersuchung im übrigen die gleiche ist, wie vorher, so kann sie hier unterbleiben.

§ 6.

Berechnung der Stützen bei Beanspruchung durch Horizontalkräfte.

Bei freistehenden Hallen und Fachwerkbauten muß die Säule vielfach den Horizontalschub des Windes auf Dach- und Wandfläche aufnehmen. Die Säule ist in diesen Fällen mit dem Fundament zu verankern und bezüglich der Berechnung als Freiträger anzusehen. Die Mittelkraft R aus Belastung und Winddruck ist hierbei unter einem Winkel α (Fig. 164) gegen die Säulenachse geneigt. Man zerlegt dieselbe in eine Vertikalkraft V und eine Horizontalkraft H. Die durch erstere hervorgerufene Beanspruchung k ergibt sich nach Gleichung (1)



$$k = \frac{V}{f}.$$

Fig. 164.

Die Beanspruchung k aus der Horizontalkraft ist in jedem Querschnitt der Säule im Abstand x vom Kopfende verschieden und beträgt nach S. 56

$$k = \frac{H \,.\, x}{W}.$$

Dieselbe wird am größten am Säulenfuß

$$k = \frac{H \,.\, l}{W}.$$

Mithin ergibt sich die Gesamtbeanspruchung

$$k = \frac{V}{f} \pm \frac{H \,.\, l}{W} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (14)$$

Wird $\frac{Hl}{W} > \frac{V}{f}$, was in der Regel bei nur einigermaßen großem H der Fall, so entsteht auf der der Richtung von H entgegengesetzten Seite der Säule Zugspannung. Der Säulenfuß ist demnach in diesem Falle zu verankern. Wegen Berechnung dieser Verankerung vgl. § 8.

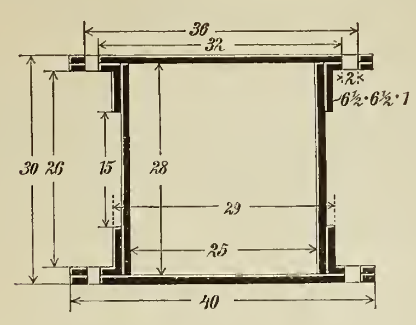
Beispiel 5) Bei einer freistehenden Säule (nach Art der auf Taf. 28 dargestellten) betrage der auf die Säule entfallende größte Winddruck:

in der Querrichtung der Halle $H_1 = 2000$ kg
„ „ Längsrichtung „ „ $H_2 = 1600$ „
ferner die Vertikalkraft bei voller Belastung

$$V = 20000 \text{ kg.}$$

Für den gewählten Querschnitt (Fig. 165) ist

Fig. 165.



$$J_1 = \frac{40}{12}(30^3 - 28^3) = 16830$$
$$+ \frac{2}{12} 28^3 \ldots = 3660$$
$$+ \frac{2}{12}(28^3 - 15^3) = 3100$$
$$+ \frac{2.5{,}5}{12}(28^3 - 26^3) = 4010$$
$$\text{Sa. } 27600$$
$$\text{Nietlochabzug: } \frac{4}{12}(30^3 - 26^3) = 3140$$
$$\text{Bleibt } J_1 = 24460$$

$$J_2 = \frac{2}{12} 40^3 \ldots = 10670$$
$$+ \frac{28}{12}(27^3 - 25^3) = 9470$$
$$+ \frac{2}{12}(40^3 - 27^3) = 7390$$
$$+ \frac{2.5{,}5}{12}(29^3 - 27^3) = 4310$$
$$\text{Sa. } 31840$$
$$\text{Nietlochabzug: } \frac{4}{12}(36^3 - 32^3) = 4630$$
$$\text{Bleibt } J_2 = 27210$$

Demnach

$$W_1 = \frac{J_1}{15} = \frac{24460}{15} = 1630$$
$$W_2 = \frac{J_2}{20} = \frac{27210}{20} = 1360.$$

Die Querschnittsfläche f ist $= 2(40 + 28) + 4 . 12 =$ 184 qcm. Der Wind wirkt entweder in Richtung H_1, oder H_2, oder in einer beliebigen Zwischenrichtung, nicht aber gleichzeitig in zwei Richtungen. Ist die Säule für H_1 oder H_2 berechnet, so genügt sie demnach auch für jede beliebige andere Richtung des Windes. Nunmehr ist für den gewählten Querschnitt bei einer Säulenhöhe von 6 m

$$k_{1\,\text{Druck}} = \frac{20000}{184} + \frac{2000 . 600}{1630} = 845 \text{ kg}$$
$$k_{1\,\text{Zug}} = \frac{2000 . 600}{1630} - \frac{20000}{184} = 628 \text{ kg}$$
$$k_{2\,\text{Druck}} = \frac{20000}{184} + \frac{1600 . 600}{1360} = 815 \text{ kg}$$
$$k_{2\,\text{Zug}} = \frac{1600 . 600}{1360} - \frac{20000}{184} = 597 \text{ kg.}$$

Mithin genügt der Querschnitt, da k bei genieteten Konstruktionen bis zu 900 kg betragen kann. Die Beanspruchung k nimmt mit kleiner werdendem l ab, es kann demnach auch der Querschnitt nach oben verjüngt werden. Statt dessen kann man auch in gleicher Weise wie bei dem genieteten Träger eine Änderung des Querschnitts durch aufgenietete Gurtplatten erreichen. Die Ermittelung der Längen dieser Platten erfolgt dann ganz in derselben Weise, wie bei dem S. 71 behandelten Beispiel.

§ 7.

Fußplatte und Fundament der Stützen bei achsialer Belastung.

Das Fundament der Stützen ist mit besonderer Sorgfalt zu behandeln, da die Sicherheit eines Bauwerks kaum an irgend einem Punkt leichter gefährdet ist, als an diesem. In der Regel wird der Fundamentpfeiler aus Klinkern in Zementmörtel hergestellt und auf der mit Rollschicht abgeglichenen Oberfläche unmittelbar die Fußplatte der Säule gelagert. Die Fußplatte wird hierbei auf flachen Eisenkeilen so aufgestellt, daß zwischen Stein und Platte eine etwa 1 cm starke Fuge verbleibt, welche mit Zement ausgegossen wird. Bei Säulen, welche Erschütterungen ausgesetzt sind, ist eine Bleiplatte als Unterlage empfehlenswert.

Soll die Fußplatte möglichst klein gehalten werden, so ist zwischen Fußplatte und Mauerwerk ein Quaderstein anzuordnen.

Gewöhnliches Ziegelmauerwerk sollte von der Verwendung zu Säulenfundamenten gänzlich ausgeschlossen werden.

Die Fußplatte wird bei gußeisernen Säulen ausnahmslos gleichfalls aus Gußeisen hergestellt, ebenso empfiehlt es sich im allgemeinen bei schmiedeeisernen Säulen, schmiedeeiserne Füße, des bequemeren Anschlusses halber, zu verwenden. Bei gußeisernen Säulen kann Fuß und Säule in einem Stück gegossen werden, wenn die Ausladung der Platte klein ist. Bei größeren Abmessungen der Fußplatte ist diese besonders zu gießen und die Säule stumpf aufzusetzen.

* * *

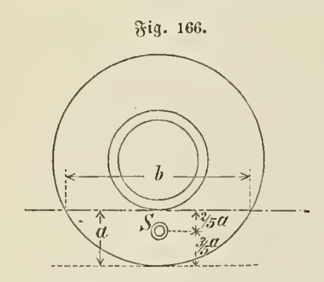
Für achsial (zentrisch) belastete Säulen ergibt sich die Flächengröße f der Fußplatte allgemein, wenn P den Stützendruck, s die Festigkeit des Materials der Unterlage bezeichnet:

$$f = \frac{P}{s} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (15)$$

Man erhält hierbei f in qcm, wenn P in kg, s in kg f. d. qcm eingesetzt wird.

Die einfachsten Säulenfüße sind die in Fig. 166 dargestellten. Sie bestehen in einer kreisrunden, oder quadratischen Platte ohne Verstärkungsrippen. Die Platte wird in diesen Fällen meist mit der Säule in einem Stück gegossen.

Fig. 166.



Ist a die größte Ausladung der Platte, b der Schnitt tangential zur Säule und senkrecht zur Richtung der größten Ausladung, s die zulässige Beanspruchung der Unterlage, so ist annähernd für den kreisförmigen Querschnitt

$$\underbrace{\overbrace{{}^2\!/_3\, a\, b\, .\, s}^{\text{Last}}\, .\, \overbrace{{}^2\!/_5\, a}^{\text{Hebelsarm}}}_{M} = k \underbrace{\frac{b\,\delta^2}{6}}_{W}$$

Hieraus ergibt sich die Plattenstärke

$$\delta = 1{,}26\, a \sqrt{\frac{s}{k}} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (16)$$

Für die verschiedenen Materialien nimmt $1{,}26 \sqrt{\frac{s}{k}}$ die aus folgender Tabelle ersichtlichen abgerundeten Werte an:

	s = 15 Klinker δ	s = 20 Sandstein δ	s = 30 Granit δ
Gußeisen k = 250 .	0,31 a	0,36 a	0,44 a
Schmiedeeisen k = 800	0,17 a	0,20 a	0,25 a

Diese Formeln sind auch für jede andere als die kreisförmige Platte brauchbar, wenn für a die größte Ausladung der Platte eingesetzt wird.

Man wähle die Plattenstärke:

bei Gußeisen nicht unter 2, über 5 cm
„ Schmiedeeisen „ „ 1, „ 3 „

Die Plattenstärke δ, welche sich aus obigen Formeln ergibt, ist nur unmittelbar an der Säule erforderlich, am Rande genügt bereits eine Stärke

$$\delta_1 = {}^3\!/_4\, \delta.$$

Bei gußeisernen Platten empfiehlt es sich zum besseren Übergang zwischen Platte und Säule, selbst bei diesen einfachen Formen kleine Rippen anzugießen.

Beispiel 6:

1) Der Stützendruck einer gußeisernen Säule von 12 cm äußerem, 9,6 cm innerem Durchmesser betrage 8,0 Tonnen. Bei ringförmiger Grundform der an die Säule angegossenen Grundplatte und bei einer Unterlage von Klinkermauerwerk ist

$$f = \frac{\pi}{4}\,(D^2 - 9{,}6^2) = \frac{8000}{15}.$$

Hieraus der äußere Plattendurchmesser

$$D = 28 \text{ cm}$$

$$a = \frac{28 - 12}{2} = 8 \text{ cm}$$

$$\delta = 0{,}31\, a = 2{,}5 \text{ cm}.$$

Bei Granitunterlage würde

$$\frac{\pi}{4}\,(D^2 - 9{,}6^2) = \frac{8000}{30}$$

$$D = 21$$

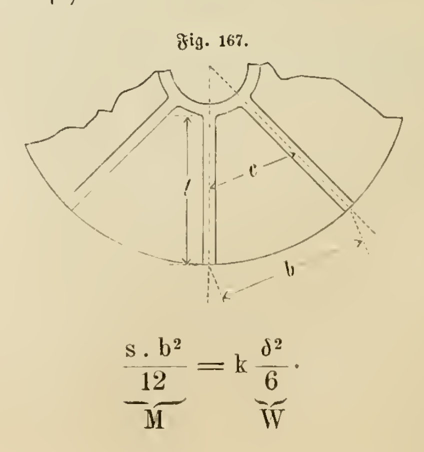
$$a = \frac{21 - 12}{2} = 4{,}5$$

$$\delta = 0{,}44\, a = 2 \text{ cm}. \text{ —}$$

Wird die Ausladung a der Platte so groß, daß sich für δ größere als die oben angegebenen zulässigen Grenzwerte ergeben, so muß die Platte eine Verstärkung durch Rippen erhalten.

1) Plattenstärke: Bezeichnen wir mit b den größten Abstand zweier Rippen voneinander (Fig. 167), so ist, da man die Platte als einen zwischen den Rippen eingespannten Träger ansehen kann:

Fig. 167.



$$\underbrace{\frac{s\,.\,b^2}{12}}_{M} = k \underbrace{\frac{\delta^2}{6}}_{W}.$$

Hieraus folgt die Plattenstärke

$$\delta = \frac{b}{1,41}\sqrt{\frac{s}{k}} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (17)$$

Für die verschiedenen Materialien ergeben sich abgerundet die Werte der nachfolgenden Tabelle:

	Klinker $s = 15$ $\delta =$	Sandstein $s = 20$ $\delta =$	Granit $s = 30$ $\delta =$
Gußeisen	$^1/_6\,b$	$^1/_5\,b$	$^1/_4\,b$
Schmiedeeisen . .	$^1/_{10}b$	$^1/_9\,b$	$^1/_7\,b$

2) Verstärkungsrippen:

Ist c der mittlere Abstand zweier Rippen, l die Länge der Rippe (Fig. 167), so ist die auf die Rippe wirkende Last $= c\,l\,s$ welche man mit Rücksicht darauf, daß das Widerstandsmoment der Grundplatte zwischen den Rippen vernachlässigt wird, als gleichmäßig verteilt, mithin in der Mitte der Rippe angreifend, annehmen kann. Dann ist die Rippe ein Freiträger mit gleichförmig verteilter Last (vgl. S. 57) und demnach:

$$\text{Einspannungsmoment } M = \frac{c\,s\,l^2}{2} = k\,W \ . \quad (18)$$

Für rechteckigen Querschnitt, wie er bei den Rippen allgemein üblich, ist

$$W = \frac{\delta\,h^2}{6},$$

wobei δ die Stärke, h die Höhe der Rippe, von Unterkante Grundplatte gemessen, bedeutet.

Mithin

$$\frac{c\,s\,l^2}{2} = k\,\frac{\delta\,h^2}{6}.$$

Hieraus

$$h = 1,73\,l\sqrt{\frac{c\,s}{\delta\,k}} = \alpha\,l\sqrt{c} \quad . \quad . \quad . \quad (19)$$

Für verschiedene Werte von δ und verschiedene Unterlagsmaterialien ergeben sich für $\alpha = 1,73\sqrt{\frac{s}{\delta\,k}}$ die Werte der nachstehenden Tabelle:

	δ in cm	Klinker $s = 15$ $\alpha =$	Sandstein $s = 20$ $\alpha =$	Granit $s = 30$ $\alpha =$
Gußeisen $k = 250$	2	0,3	0,35	0,43
	3	0,25	0,28	0,35
	4	0,22	0,25	0,30
	5	0,19	0,22	0,27
Schmiedeeisen $k = 800$	1,0	0,24	0,27	0,33
	1,2	0,22	0,25	0,31
	1,5	0,19	0,22	0,27
	2,0	0,17	0,19	0,24
	2,5	0,15	0,17	0,21

Um h in cm zu erhalten, hat man vorstehende Werte von α mit $l\sqrt{c}$ (beide Abmessungen in cm) zu multiplizieren. Bei schmiedeeisernen Rippen ist Rücksicht auf die Schwächung des Rippenquerschnitts durch die Anschlußniete zu nehmen. Man macht die letzteren gewöhnlich 2 cm stark und setzt sie in etwa 6 cm Abstand. Es genügt der Höhe die Hälfte der Nietlöcher hinzuzuzählen. Mithin ergibt sich die wirkliche Rippenhöhe für schmiedeeiserne Füße:

$$h_1 = h + \frac{h}{6} = \text{rund } 1,2\,h \quad . \quad . \quad . \quad (20)$$

Die Rippenhöhe wächst gleichmäßig mit der Länge l, demgemäß ergibt sich die theoretische Form der Rippe als ein rechtwinkliges Dreieck von der Grundlinie l und der Höhe h.

Da jedoch die Hypotenuse des Dreiecks auf Druck beansprucht wird und die Breite der Rippe im Verhältnis zur Länge gering ist, da außerdem bei kreisförmiger Grundform der Platte die Belastung nicht, wie in Gleichung (18) angenommen, gleichmäßig verteilt ist, sondern mehr am Ende der Rippe wirkt, so gebe man der letzteren, um ein Ausknicken zu vermeiden, bei Gußeisen eine Form nach Fig. 168, bei Schmiedeeisen eine solche nach Fig. 169. Dies ist namentlich bei kreisförmiger Grundplatte erforderlich, wenn für c nur der mittlere, nicht der größte Rippenabstand eingeführt wird.

Fig. 168.

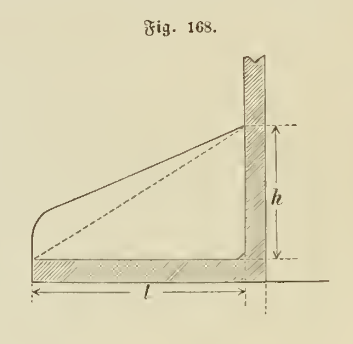
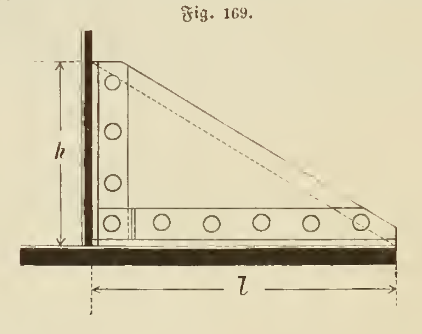


Fig. 169.

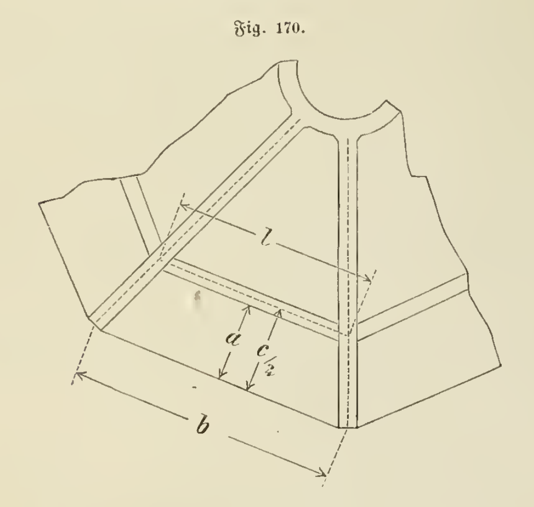


Ergeben sich bei beschränkter Rippenzahl zu große Plattenstärken, so ordnet man wohl ringförmige Zwischenrippen in der auf Taf. 12, Fig. 4 a/b dargestellten Weise an. Die Plattenstärke kann dann nach Gleichung (16) anstatt nach Gleichung (17) bestimmt werden[1]), indem für a der Abstand der Plattenkante von der ringförmigen Rippe eingesetzt wird.

1) Die Berechnung nach Gleichung (16) ist mit Rücksicht auf die doppelte Einspannung der Platte jedenfalls zulässig.

Es sei beispielsweise in Fig. 170: a = 12 cm, b = 40 cm, so würde die Plattenstärke in Gußeisen nach Gleichung (17) betragen müssen: $\delta = \frac{b}{6} = \frac{40}{6} = 6{,}7$ cm, während nach Gleichung (16) nur $= 0{,}31\ a = 3{,}7$ cm erforderlich sind.

Fig. 170.



Die Abmessungen der ringförmigen Rippe können nach Gleichung (19) und der zugehörigen Tabelle bestimmt werden, jedoch ist für α nur die Hälfte der in der Tabelle angegebenen Werte zu nehmen, wenn für c der doppelte Abstand der Mittellinie der Rippe vom Plattenrand, für l die Länge der ringförmigen Rippe zwischen den radialen Rippen eingesetzt wird (Fig. 170).

Es sei beispielsweise die Länge der ringförmigen Rippe zwischen den radialen Rippen = 25 cm, der Abstand ($c/_2$) der Mittellinie der Rippe vom Rande der Platte = 15 cm; dann ist für eine Rippenbreite von 4 cm in Gußeisen

$$h = {}^1/_2\ \alpha l \sqrt{c} = {}^1/_2\ 0{,}22\ .\ 25 \sqrt{2\ .\ 15} = 15 \text{ cm}.$$

* * *

Bei achsial belasteten Säulen bietet eine Verbindung der Fußplatte mit dem Fundament durch Anker keinen weiteren Nutzen, als daß eine etwa durch Stöße eintretende seitliche Verschiebung der Säule verhindert wird. Letzteres geschieht aber in einfacherer und wirksamerer Weise durch Rippen, welche aus der Unterfläche der Lagerplatte vortreten und in den Stein eingreifen.

Der Fundamentpfeiler der Säulen ist im oberen Teil auf eine Tiefe von etwa 1,0 m in besten Klinkern und Zementmörtel auszuführen.

In größerer Tiefe kann unter entsprechender Verbreiterung des Pfeilers ein weniger festes Mauerwerk gewählt werden. Die Größe der Pfeilersohle bestimmt sich bei zentrisch beanspruchten Säulen aus:

$$f = \frac{V + G}{k} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (21)$$

Hierin ist f die Sohlfläche, k die zulässige Beanspruchung des Baugrundes, V der Stützendruck, G das Pfeilergewicht. k ist so zu wählen, daß die Beanspruchung des Baugrundes durch die Pfeiler nicht erheblich größer wird, als die Beanspruchung des Baugrundes durch die Umfassungswände. Andernfalls ist, namentlich bei nicht ganz zuverlässigem Baugrund, ungleichmäßiges Setzen der Umfassungen und der Stützen zu befürchten.

Gewöhnlich schwankt je nach der Güte des Grundes k zwischen 1 und 4 kg f. d. qcm. Um f in qm zu erhalten, ist V und G in Tonnen, k in kg f. d. qcm multiplizirt mit 10 einzusetzen. Ist beispielsweise V = 20000 kg, G = 10000 kg, k = 2 kg f. d. qcm, so ist

$$f = \frac{20 + 10}{20} = 1{,}5 \text{ qm}.$$

§ 8.

Fußplatte und Fundament der Stützen bei Beanspruchung durch Horizontalkräfte, oder einseitige Lasten.

Hierher gehören die im § 6 besprochenen Fälle, sowie einseitig belastete Säulen, bei welchen das durch die einseitige Belastung entstehende Moment nicht durch die von der Decken- beziehungsweise Fußbodenkonstruktion ausgeübte horizontale Gegenwirkung aufgehoben wird (vgl. S. 92). Da bei derartigen Konstruktionen Gußeisen am zweckmäßigsten ausgeschlossen wird, so betrachten wir in nachfolgendem nur schmiedeeiserne Säulen und Platten. Hierbei ist eine rechteckige Form der Fußplatte mit abgestumpften Ecken die zweckmäßigste. Ebenso wird der Einfachheit halber ein rechteckiger Säulenquerschnitt vorausgesetzt. Etwa abweichende Beispiele können unter Berücksichtigung der veränderten Rippenanordnung leicht in gleicher Weise behandelt werden. — In Fig. 171 stelle n n den Säulengrundriß, n-m die acht Rippen, u u m m die Fußplatte dar (vgl. Taf. 28, Fig. 4).

Abmessungen der Grundplatte:

Als Unterlage dient Klinkermauerwerk in Zementmörtel. Der größte zulässige Druck der Platte auf das Mauerwerk ist demnach = 15 kg f. d. qcm. Es wird behufs Vereinfachung nur der rechteckige Teil der Platte von der Grundfläche $B_1 - B_2$ in Rechnung gezogen und die übrig bleibende Fläche nicht berücksichtigt. Die Plattenstärke δ berechnet sich nach Gleichung (17) zu

$$\delta = \frac{b}{10} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (22)$$

Ferner folgt der größte zulässige Abstand a des Plattenrandes von der Kante des Anschlußwinkels der Rippe n-m aus:

$$\underbrace{\frac{15\,a^2}{2}}_{M} = \underbrace{\frac{800 \cdot \delta^2}{6}}_{W}$$

und hieraus $a = 4{,}2\,\delta$ . . . . (23)

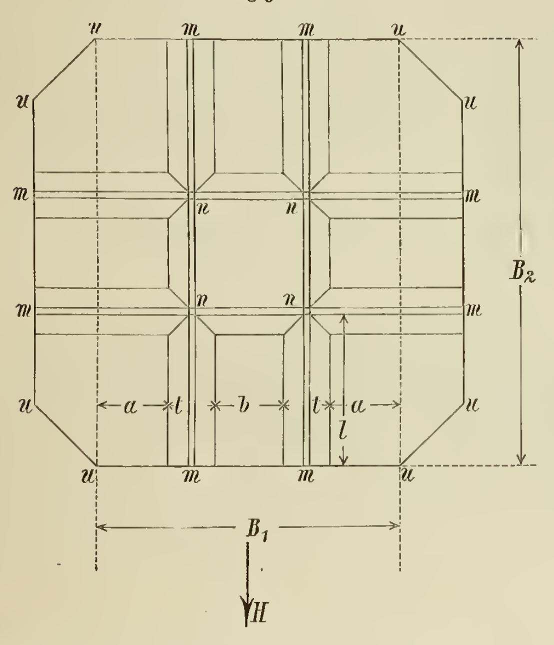
Mithin

$$B_1 = b + 2\,(a + t)$$

und wenn für a und δ der Wert aus Gleichung (22) und (23) eingesetzt wird:

$$B_1 = 1{,}84\,b + 2\,t \ldots \text{cm} \ldots \quad (24)$$

Fig. 171.



Man wählt δ in Schmiedeeisen nicht gern stärker wie 2,5 cm, weil die Herstellung stärkerer Bleche ungewöhnlich ist. Ergibt sich daher b größer als $2{,}5 \cdot 10 = 25$ cm, so müssen zwischen den Rippen Querrippen angeordnet werden, deren Abmessungen nach S. 97 zu bestimmen sind. Da übrigens der Druck der Platte nur an der Kante 15 beträgt, nach der Mitte hin aber abnimmt, so kann man auch mit hinreichender Sicherheit $\delta = 2{,}5$ cm annehmen, wenn b bis 30 cm groß ist.

Nachdem somit die in Rechnung zu ziehende Breite B_1 der Grundplatte bestimmt ist, folgt die Höhe B_2 nach Gleichung (6), S. 33 aus

$$k = \frac{V}{f} + \frac{M}{W}.$$

Hierin ist k die zulässige Kantenpressung = 15 kg f. d. qcm, V der Stützendruck, M das Moment = H . h bei Winddruck, oder P . e bei einseitiger Belastung, ferner f die in Rechnung zu ziehende Fläche der Grundplatte $= B_1 \cdot B_2$ in qcm; W das Widerstandsmoment dieser Fläche

$$= \frac{B_1\,B_2{}^2}{6}.$$

Mithin wird:

$$15 = \frac{V}{B_1\,B_2} + \frac{6\,M}{B_1\,B_2{}^2}.$$

Aus dieser Gleichung folgt:

$$B_2 = \frac{V}{30\,B_1} + \sqrt{\left(\frac{V}{30\,B_1}\right)^2 + \frac{M}{2{,}5\,B_1}} \quad . \quad (25)$$

Berechnung der Verankerung:

Es ergibt sich nun die größte Pressung zwischen Platte und Stein in der einen Plattenkante u-u zu

$$k_d = \frac{V}{B_1\,B_2} + \frac{6\,M}{B_1\,B_2{}^2} \quad . \ . \ . \ . \quad (26)$$

die kleinste Pressung an der gegenüberliegenden Kante

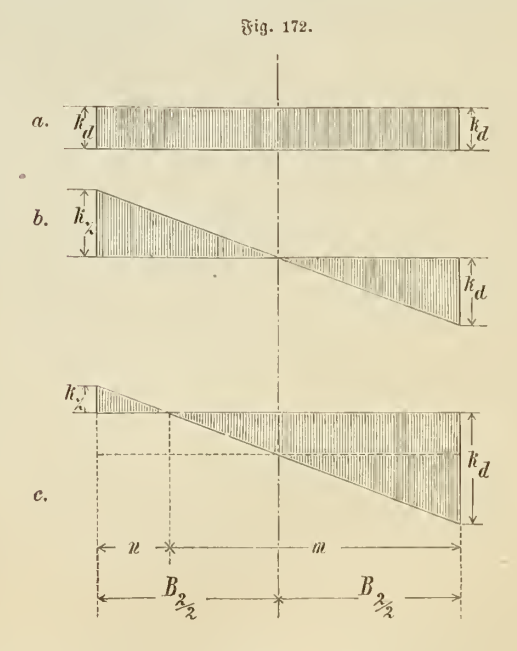
$$k_z = \frac{V}{B_1\,B_2} - \frac{6\,M}{B_1\,B_2{}^2} \quad . \ . \ . \ . \quad (27)$$

Ist demnach

$$\frac{6\,M}{B_1\,B_2{}^2} > \frac{V}{B_1\,B_2},$$

so wird die Fuge zwischen Platte und Stein auf Zug beansprucht. Da nun aber die Zementfuge keine Zugbeanspruchung aushalten kann, so muß die Zugkraft von einer Verankerung der Platte mit dem gemauerten Fundament aufgenommen werden. Um die Stärke, Tiefe und den Angriffspunkt dieser Verankerung bestimmen zu können, ist die Kenntnis der Größe und Verteilung der zwischen Platte und Stein wirkenden Kräfte notwendig. Die Beanspruchung der Fuge durch die zentrisch wirkende Kraft V läßt sich darstellen durch die aus Fig. 172 a ersichtliche Druckfigur. Die

Fig. 172.



Höhe des Rechtecks ist gleich der Beanspruchung f. d. qcm zu machen. Die aus dem Moment M entstehenden Bean-

spruchungen lassen sich durch die in Fig. 172b dargestellte Druckfignr versinnbildlichen. Setzt man beide Druckfiguren zusammen, so erhält man die Druckfigur der Fig. 172c (vgl. auch S. 58). Das $\triangle n k_z$ stellt die Zug-, das $\triangle m k_d$ die Druckwirkung dar. Nun folgt aus der Ähnlichkeit der Dreiecke

$$\frac{k_z}{n} = \frac{k_d}{m}$$

$$m + n = B_2.$$

Mithin

$$n = \frac{k_z B_2}{k_z + k_d} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (28)$$

Ferner ist die auf einen Plattenstreifen von 1 cm Breite wirkende Gesamtzugspannung

$$s = 1 \cdot \frac{k_z \cdot n}{2}$$

und die auf die Plattenbreite B_1 wirkende Spannung

$$S = B_1 \frac{k_z \cdot n}{2} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (29)$$

Ebenso ergibt sich die Druckspannung

$$D = B_1 \frac{k_d \cdot m}{2} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (30)$$

Der Angriffspunkt der Zugkraft S liegt im Schwerpunkt des Dreiecks $n k_z$, mithin im Abstand $\frac{n}{3}$ von der Kante (Fig. 173).

Wird in diesem Abstand der Zuganker angebracht, so hat derselbe genau die Kraft S auszuhalten. Es ist jedoch zulässig den Anker beliebig nach der Kante zu und darüber hinaus zu verschieben, da dann sowohl S, als auch die Druckspannung D geringer wird. Würde man dagegen den Anker nach der Plattenmitte zu verschieben, so würde die Kantenpressung k_d vergrößert, was nicht zulässig ist. Es ergibt sich letzteres aus folgender Betrachtung. Nehmen wir zunächst an, der Zuganker wirke genau im Schwerpunkt des Zugdreiecks, dann lassen sich sämtliche auf die Platte wirkenden äußeren Kräfte, welche im Gleichgewicht sein müssen, nach Fig. 173 darstellen.

Die Momentengleichung auf Punkt o ergibt:

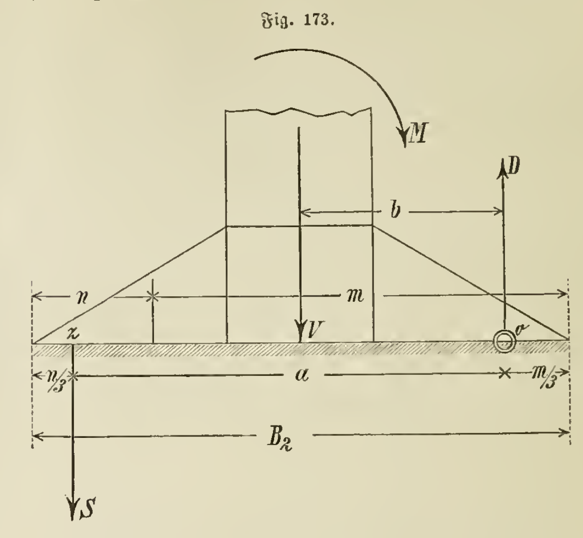
$$S \cdot a + V \cdot b = M$$

$$S = \frac{M - V b}{a} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (31)$$

Mithin wird S mit wachsendem a (Verschiebung nach außen) kleiner, mit abnehmendem a größer. Ebenso muß D mit S gleichfalls kleiner und größer werden, da die Summe der Vertikalkräfte $S + V - D = 0$ sein muß und V seinen Wert nicht ändert.

Es muß demnach a mindestens $= B_2 - \frac{m + n}{3}$ sein, soll die Druckspannung D nicht über das zulässige Maß wachsen. Hierbei ist zu beachten, daß n am kleinsten wird, wenn V am größten, die Säule also voll belastet ist, während S am größten ausfällt, wenn für V nur das Eigengewicht eingesetzt wird.

Fig. 173.



Befindet sich der Anker außerhalb des Punktes z im Abstand $r > (a - b)$ von der Säulenachse, so wird $a = r + b$ und

$$S = \frac{M - V b}{r + b} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (32)$$

worin

$$b = \frac{B_2}{2} - \frac{m}{3} = B_2 \frac{3 k_z + k_d}{6 (k_z + k_d)} \quad . \quad . \quad (33)$$

Für M ist bei Winddruck H . h, bei exzentrischer Belastung P . e, sowie für V || P einzusetzen.

Streng genommen könnte bei Bestimmung von S nach Gleichung (32) der Drehpunkt o etwas nach rechts verschoben werden, weil mit Vergrößerung von a und Verkleinerung von V die Kantenpressung abnimmt. Alsdann würde man für S einen etwas kleineren Wert erhalten. Für die praktische Anwendung genügt jedoch die gegebene Berechnungsweise vollständig.

Falsch würde es dagegen sein, wenn, wie dies gewöhnlich geschieht, der Abstand der beiden gegenüberliegenden Anker als Hebelsarm a des Gegenmoments in die Rechnung eingeführt würde. In diesem Falle würde man nämlich die Bedingung, daß die Kantenpressung nicht über 15 kg betragen darf, nicht einhalten.

Berechnung der Rippen:

Die Beanspruchung der Rippen der Fußplatte ist sowohl für die Druck-, wie für die Zugseite zu untersuchen. Der sich ergebende größere Querschnitt ist dann zu wählen. Die Bestimmung des Querschnitts infolge des Plattendrucks erfolgt in derselben Weise, wie bei den Säulen mit zentrischer Belastung.

Die Beanspruchung der Rippen infolge der Zuganker wird folgendermaßen ermittelt:

Ist n die Anzahl der Rippen auf einer Seite der Platte, so beträgt die auf jede Rippe wirkende Zugkraft

$$S_1 = \frac{S}{n}.$$

Ist alsdann a der Abstand des Ankers von dem Säulenschaft, dann ist:

$$\underbrace{S_1 a}_{M} = \underbrace{900}_{k} \cdot \underbrace{\frac{b h^2}{6}}_{W}$$

worin b die Breite, h die Höhe der Rippe in cm. Wird die Breite b angenommen (gewöhnlich = 1,5 cm), so folgt

$$h = \frac{1}{12{,}25} \sqrt{S_1 \cdot \frac{a}{b}} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (34)$$

und unter Berücksichtigung der Nietlöcher die wirkliche Höhe nach Gleichung (20)

$$h_1 = 1{,}2\, h.$$

Berechnung des Fundamentpfeilers:

Die Tiefe der Verankerung hängt von den Abmessungen des Fundamentmauerwerks ab. Die Verankerung muß soweit in das Mauerwerk hineinreichen, als noch Zugbeanspruchungen in dem Pfeilerquerschnitt auftreten. Für den Pfeilerquerschnitt, in welchem die Zugspannung gerade 0 wird, gilt die Gleichung

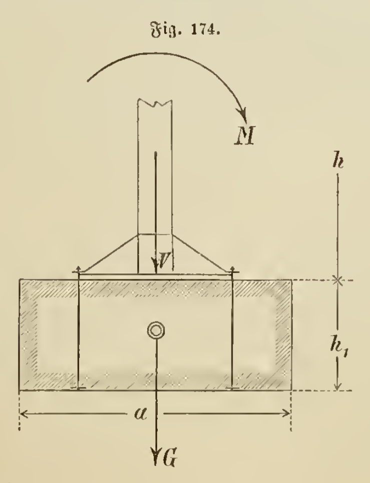
$$k_z = \frac{M}{W} - \frac{P}{f} = 0,$$

oder

$$\frac{P}{f} = \frac{M}{W}.$$

Nun setzt sich die Last P zusammen aus dem Stützendruck V und dem Pfeilergewicht G (Fig. 174).

Fig. 174.



Demnach:

$$\frac{V + G}{f} = \frac{M}{W}.$$

Nehmen wir einen quadratischen Querschnitt von der Seitenlänge a an, so wird

$$f = a^2, \quad W = \frac{a^3}{6}, \quad G = a^2 h_1 \gamma$$

worin γ = dem Gewicht von 1 cbm Mauerwerk (bei Ziegelsteinmauerwerk 1,6 t, bei Bruchstein 2,0—2,5 t). Diese Werte eingesetzt folgt:

$$V + a^2 h_1 \gamma = \frac{6\,M}{a} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (35)$$

Hierin ist bei Beanspruchung durch Horizontalkräfte für $M = H\,(h + h_1)$ einzusetzen. Dann wird

$$h_1 = \frac{6\,H\,h - a\,V}{a^3 \gamma - 6\,H} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (36)$$

Bei exzentrischer Belastung ist für $M = P\,.\,e$ einzusetzen und wird alsdann

$$h_1 = \frac{6\,P\,e - a\,V}{a^3 \gamma} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (37)$$

Man kann nun entweder für h_1 oder für a eine Annahme machen und hiernach die andere Unbekannte berechnen. Damit jedoch eine gleichmäßige Druckverteilung eintritt, wähle man h_1 nicht kleiner, als $\frac{a}{2}$. Für V ist der Stützendruck bei unbelasteter Säule einzusetzen. Es ist hierbei zulässig, das Fundament nach oben durch angemessene Abtreppungen zu verjüngen, falls das Fundament mit Erde erfüllt wird, da das Gewicht der Erde, zusammen mit dem seitlichen Erddruck, gleich der Wirkung des Mauergewichts gesetzt werden kann.

Schließlich ist noch zu untersuchen, ob die Kantenpressung in der Fundamentsohle nicht das zulässige Maß der Beanspruchung des Baugrundes übersteigt, was eintreten kann, wenn h im Verhältnis zu a sehr groß gewählt wird. Die Größe dieses Druckes ergibt sich aus

$$k_d = \frac{V + a^2 h_1 \gamma}{a^2} + \frac{6\,M}{a^3} \quad . \quad . \quad . \quad (38)$$

Hierbei ist jedoch für V der Stützendruck bei voller Belastung einzusetzen.

Beispiel 7) Die Fußplatte und Verankerung der in Beispiel 5, S. 94 behandelten schmiedeeisernen Säule soll berechnet werden. Die Fußplatte erhält die aus Taf. 28, Fig. 4 ersichtliche Form.

Das größte zur Wirkung kommende Moment ist

$$M = H\,.\,h = 2000\,.\,600 = 1\,200\,000 \text{ kgcm}.$$

Ferner ist V voll = 20 000 kg,

V bei unbelasteter Stütze (ohne Schneelast) = 15 000 kg.

Berechnung der Platte.

Plattenstärke δ nach Gleichung (22) $= \frac{b}{10}$. Die

größte Säulenausdehnung beträgt 35 cm, die Breite der Anschlußwinkel der Rippen = 5 cm, demnach

$$b = 35 - 2 . 5 = 25 \text{ cm}$$

$$\delta = \frac{25}{10} = 2^1/_2 \text{ cm}.$$

Die Breite des Rippenflansches beträgt $f = 2 . 5 + 2{,}4 = 12{,}4$ cm, somit die in Rechnung zu ziehende Plattenbreite nach Gleichung (24) $B_1 = 1{,}84 . 25 + 2 . 12{,}4 = 70{,}8$, dafür rund 71 cm.

Plattentiefe nach Gleichung (25):

$$B_2 = \frac{20\,000}{30 . 71} + \sqrt{\left(\frac{20\,000}{30 . 71}\right)^2 + \frac{1\,200\,000}{2{,}5 . 71}} = 9{,}4 + 82{,}5$$

$$= 91{,}9, \text{ dafür } 92 \text{ cm}.$$

Berechnung der Anker:

Es beträgt nunmehr die größte Druckspannung nach Gleichung (26)

$$k_d = \underbrace{\frac{20\,000}{71 . 92}}_{3{,}06} + \underbrace{\frac{6 . 1\,200\,000}{71 . 92^2}}_{11{,}94} = 15 \text{ kg}.$$

Ferner die größte Zugspannung nach Gleichung (27)

$$k_z = 11{,}94 - 3{,}06 = \text{rund } 8{,}9 \text{ kg}.$$

Der größte Abstand, in welchem der Anker von der Kante entfernt angeordnet werden darf, ohne daß die Druckspannung den Wert von 15 kg übersteigt, beträgt $= \frac{n}{3}$ und zwar ist nach Gleichung (28)

$$n = \frac{8{,}9 . 92}{8{,}9 + 15} = 34{,}2 \text{ cm}.$$

Demnach der größte Ankerabstand $= \frac{34{,}2}{3} = 11{,}4$ cm.

In diesem Falle würde die Ankerspannung nach Gleichung (29) betragen:

$$S = 71 \frac{8{,}9 . 34{,}2}{2} = 10\,800 \text{ kg}.$$

Dies ist jedoch nur richtig bei vollbelasteter Säule. Die Zugspannung wird größer bei unbelasteter Säule und zwar ist dann nach Gleichung (31):

$$S = \frac{M - V . b}{a}$$

$$M = 1\,200\,000; \quad V = 15\,000$$

$$a = B_2 - \frac{m + n}{3} = B_2 - \frac{B_2}{3} = \frac{2}{3} B_2 = 61{,}3$$

$$b = \frac{B_2}{2} - \frac{m}{3} = \frac{92}{2} - \frac{57{,}8}{3} = 26{,}7,$$

da $m = B_2 - n = 92 - 34{,}2 = 57{,}8$;

mithin

$$S_{max} = \frac{1\,200\,000 - 15\,000 . 26{,}7}{61{,}3} = 13\,050.$$

Wir legen den Anker außerhalb der Platte im Abstand $r = \frac{92}{2} + 3 = 49$ cm von der Säulenmitte entfernt. Dann wird nach Gleichung (32)

$$S_{max} = \frac{1\,200\,000 - 15\,000\,b}{49 + b}$$

b ist nach obigem = 26,7, mithin

$$S_{max} = \frac{1\,200\,000 - 15\,000 . 26{,}7}{49 + 26{,}7} = 10\,600.$$

Die Stärke der Anker ergibt sich bei Anwendung nur eines Ankers auf jeder Seite nach Gleichung (13), S. 48

$$d_1 \text{ (Kerndurchmesser)} = 1{,}5 \sqrt{10{,}6} = 4{,}88$$

und der Durchmesser d (nach Gleichung (10), S. 47)

$$d = \frac{4{,}88 + 0{,}13}{0{,}9} = \text{rund } 5^1/_2 \text{ cm}.$$

Berechnung der Rippen:

a) für die Druckseite:

Wir wählen die Rippenstärke $\delta = 1{,}5$ cm, dann ist nach Gleichung (19), S. 97 die theoretische Rippenhöhe

$$h = \alpha\, l \sqrt{c}.$$

Nach der zugehörigen Tabelle ist für Klinkermauerwerk bei 1,5 cm Rippenstärke $\alpha = 0{,}19$.

Ferner ist aus der Zeichnung l (Rippenlänge) = 25 cm, c (Rippenabstand) = 36,5 cm.

Demnach

$$h = 0{,}19 . 25 \sqrt{36{,}5} = 29 \text{ cm}$$

und nach Gleichung (20) die wirkliche Rippenhöhe mit Rücksicht auf Nietschwächung

$$h_1 = 1{,}2 . 29 = 35 \text{ cm}.$$

b) für die Zugseite:

Nach Gleichung (34) wird:

$$h = \frac{1}{12{,}25} \sqrt{\frac{S_1 . 49}{1{,}5}}$$

und da

$$S_1 = \frac{10\,600}{2} = 5300 \text{ kg}$$

$$h = 34, \text{ ferner } h_1 = 1{,}2 . 34 = 41 \text{ cm}.$$

Letzteres Maß ist mithin anzuwenden.

Zur Übertragung des Ankerzugs auf die beiden Rippen dienen zwei über die Rippenschenkel gestreckte [-Eisen, welche die Ankermutter mittels Unterlagsplatte tragen. Die [-Eisen sind als Träger auf zwei Stützen anzusehen, demnach das erforderliche Widerstandsmoment nach Gleichung (19), S. 61:

$$W = \frac{S\,l}{4 . 900}$$

$$S = 10600; \; l = 37{,}4,$$

mithin

$$W = \frac{10600 \, . \, 37{,}4}{4 \, . \, 900} = 110.$$

Die beiden gewählten [-Eisen Nr. 12 besitzen ein Widerstandsmoment von $2 \, . \, 61{,}3 = 122{,}6$, genügen demnach.

Berechnung des Fundamentpfeilers:

Nach Gleichung (36) ist:

$$h_1 = \frac{6 \, H \, h - a \, V}{a^3 \gamma - 6 \, H}.$$

Hierin ist zu setzen:

$$\gamma \text{ für Bruchstein} = 2000 \text{ kg};$$

$$H = 2000; \; h = 6{,}0; \; V = 15000,$$

mithin

$$h_1 = \frac{6 \, . \, 2000 \, . \, 6{,}0 - 15000 \, . \, a}{a^3 \, 2000 - 6 \, . \, 2000}.$$

Wählen wir die Seitenlänge a der Fundamentgrundfläche $= 2{,}5$ m, so folgt $h_1 = 1{,}8$ m,

für $a = 2{,}6$, folgt

$$h_1 = 1{,}44 \text{ m}.$$

Kantenpressung nach Gleichung (38)

$$k_a = \frac{20000 + 2{,}5^2 \, . \, 1{,}8 \, . \, 2000}{2{,}5^2} + \frac{6 \, . \, 2000 \, (6{,}0 + 1{,}8)}{2{,}5^3}$$

$$= 12800 \text{ kg f. d. qm} = 1{,}28 \text{ kg f. d. qcm}.$$

Für $a = 2{,}6$, $h_1 = 1{,}44$ wird

$$k_a = \frac{20000 + 2{,}6^2 \, . \, 1{,}44 \, . \, 2000}{2{,}6^2} + \frac{6 \, . \, 2000 \, (6{,}0 + 1{,}44)}{2{,}6^2}$$

$$= 10900 \text{ kg f. d. qm} = 1{,}09 \text{ kg f. d. qcm}.$$

Da im letzteren Falle weniger Mauerwerk erforderlich wird, die Beanspruchung des Baugrundes günstiger ist und die Bedingung $h_1 > a/_2$ noch zutrifft, so ist die Wahl der Seitenlänge $= 2{,}6$ m vorteilhafter, wenn nicht die Raumverhältnisse eine Einschränkung des Pfeilerquerschnittes verlangen und eine größere Fundamenttiefe aus besonderen Gründen ohnehin erforderlich ist.

§ 9.

Lagerung der Träger auf den Stützen.

Bei der Lagerung der Träger auf eisernen Stützen ist zu beachten, daß:

1) der Träger eine hinreichende Lagerfläche findet,
2) die vertikale Stellung des Trägersteges gesichert ist,
3) eine gute Übertragung des Trägerdruckes auf den Säulenschaft stattfindet,
4) einseitige Belastung der Säule, namentlich bei gußeisernen Säulen, thunlichst vermieden wird.

Bereits in den §§ 2 und 3 haben wir Beispiele einer zweckmäßigen Gestaltung des Trägerlagers bei guß- und schmiedeeisernen Säulen vorgeführt. Es handelt sich nunmehr darum, die Formen und Abmessungen, welche den Lagern zu geben sind, näher zu begründen.

Betrachten wir zunächst die Auflagerung auf gußeisernen Säulen.

Die Träger werden hier fast stets auf konsolartige Vorsprünge gelagert, welche an die Säule angegossen werden. Für die Übertragung des Trägerdrucks ist nur eine geringe Berührungsfläche zwischen Träger und Säulenlager erforderlich. Ist t die Flanschbreite des Trägers, so ist eine Lagerfläche von 1 cm Breite im stande, bei Gußeisen einen Lagerdruck von $\frac{t}{2}$ Tonnen zu übertragen. Für einen Lagerdruck von 20 Tonnen würde demnach bei einer Flanschbreite des Trägers $t = 12$ cm zur Druckübertragung bei Gußeisen bereits eine Berührungsleiste von $\frac{2 \, . \, 20}{12} = 3{,}3$ cm Breite genügen.

Bei einem seitlichen Anschluß der Träger an die Säulen würde es mithin im Interesse einer möglichst zentrischen Belastung am besten sein, den Konsolvorsprung zur Aufnahme des Trägers nicht breiter als 2 bezw. 3 cm zu gestalten, wenn nicht praktische Bedenken dagegen sprächen. Ein so knappes Auflager würde nur dann möglich sein, wenn die unveränderte Lage des Trägers und der Säule in Wirklichkeit gewahrt bliebe. Dies ist jedoch nicht der Fall. Schon die Durchbiegung des Trägers bewirkt eine Veränderung der Länge, mehr noch Temperaturänderungen und geringe Bewegungen in den Fundamenten der Gebäude. Es muß daher zwischen der eigentlichen Druckfläche und dem Trägerende ein Spielraum verbleiben, welcher nach praktischen Erfahrungen auf mindestens 10 cm zu bemessen ist.

Da weder die Oberfläche der gegossenen Konsolen noch die Unterfläche der Trägerflanschen vollkommen eben ist, so empfiehlt es sich das eigentliche Trägerlager durch eine auf der Vorderkante der Konsole etwas vorragende Leiste von 4—5 cm Breite zu bilden. (Vgl. Taf. 12, Fig. 1c, 2c.)

Gewalzte Träger werden unmittelbar auf diese Leiste gelagert. Bei genieteten Trägern wird zweckmäßig eine schmiedeeiserne 15—20 cm starke Lagerplatte mit versenkten Nieten an der Unterfläche des Trägerflansches befestigt, da der Flansch der Winkeleisen zu schwach ist, um eine gleichmäßige Druckverteilung zu gewährleisten, auch die Unterfläche bei genieteten Trägern nicht eben genug ausfällt.

Den Übergang zwischen Konsolplatte und Schaft bildet in der Regel eine mit dem Steg senkrecht zur Säule angeordnete Rippe. Ist δ die Stärke, h die Höhe der Rippe (Fig. 175), so ergibt sich unter Vernachlässigung der Konsolplatte

$$\underbrace{P\,l}_{M} = \underbrace{250}_{k} \underbrace{\frac{\delta h^2}{6}}_{W},$$

oder

$$h = \frac{1}{6{,}5}\sqrt{\frac{P\,l}{\delta}} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (39)$$

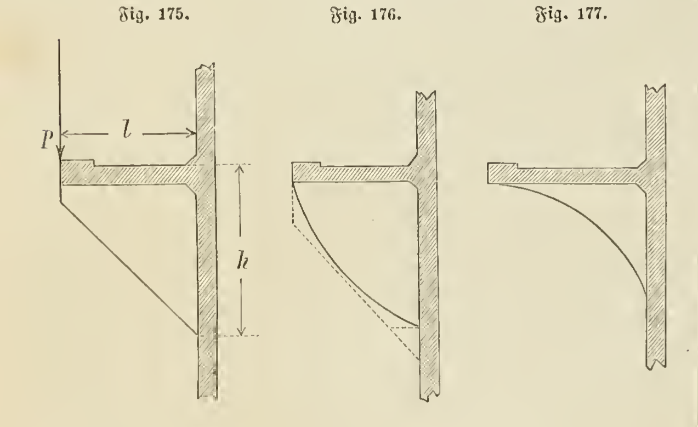
wobei P in kg, l und δ in cm einzusetzen ist, um h in cm zu erhalten.

Für die gebräuchlichen Werte $\delta = 2{,}5$ cm, $l = 10$ cm wird

$$h = \frac{1}{3{,}25}\sqrt{P} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (40)$$

Da das Moment in geradem Verhältnis mit wachsendem l, das Widerstandsmoment in quadratischem Verhältnis mit h zunimmt, so ergibt sich, wenn h für verschiedene Abstände von der Vorderkante der Konsole berechnet wird, die aus Fig. 176 ersichtliche theoretische Form der Rippe.

Fig. 175. Fig. 176. Fig. 177.



Statt dessen kann man selbstredend auch irgend eine diese Form umhüllende andere Linie (z. B. die in Fig. 176 punktirte) wählen. Zu verwerfen ist dagegen die noch vielfach gebräuchliche Rippenform nach Fig. 177.

Die Rippe übt am oberen Ende eine Zug-, am unteren eine Druckwirkung gegen den Säulenschaft aus. Hierdurch entstehen in dem letzteren Ringspannungen, welche eine Verstärkung des Säulenschaftes (etwa um 1/4) auf die ganze Rippenhöhe empfehlenswert erscheinen lassen.

Die auf Taf. 12 dargestellte abweichende Form der Konsole gewährt eine gute Druckverteilung, bereitet aber bei der Ausbildung des Kapitäls in ästhetischer Hinsicht Schwierigkeiten.

In denjenigen Fällen, in welchen die Träger seitlich mittels Winkellaschen an gußeiserne Säulen angeschlossen werden (vgl. Taf. 9, Fig. 3), was im allgemeinen nicht zu empfehlen und nur bei kleinen Lagerdrucken zulässig ist, erfolgt die Stärkenbestimmung in gleicher Weise, wie bei schmiedeeisernen Säulen.

* * *

Die Elastizität der schmiedeeisernen Säulen ermöglicht einen unmittelbaren Anschluß der Träger mittels Vernietung. Erfolgt hierbei der Anschluß mittels Winkellaschen nach Taf. 17, Fig. 2b, so empfiehlt es sich bei großen Trägern in dem Steg des Trägers längliche Löcher anzubringen und den Steg mit den Winkelschenkeln zu verschrauben, um eine geringe Bewegung des Trägers gegen die Säule zu gestatten und eine Beanspruchung der Niete zwischen Anschlußwinkel und Säule auf Zug (vgl. S. 39) zu vermeiden. Wird der Steg seitlich an der Säule nach Taf. 18, Fig. 1d, oder auch nach Taf. 17, Fig. 3b befestigt, so ist eine derartige Rücksichtnahme in der Regel nur bei besonders langen Unterzügen zur Ermöglichung der Temperaturdehnung erforderlich.

Die Berechnung der Nietstärke und Nietzahl hat nach den im Kap. 3, S. 41 vorgeführten Regeln zu erfolgen. Läßt sich im Steg des Trägers die erforderliche Nietzahl nicht unterbringen, so muß man entweder den Steg nach Taf. 2, Fig. 6 verstärken, oder eine Nietvermehrung durch unter den Trägerflansch fassende Konsolwinkel (Taf. 18, Fig. 2d) zu erreichen suchen.

Die senkrechte Lage des Trägersteges ist bei den Anschlüssen an schmiedeeiserne Säulen mittels Winkellaschen ohne weiteres gesichert; die bei gußeisernen Säulen zu diesem Zweck zu treffenden Anordnungen wurden bereits in § 2 besprochen.

Sechstes Kapitel.

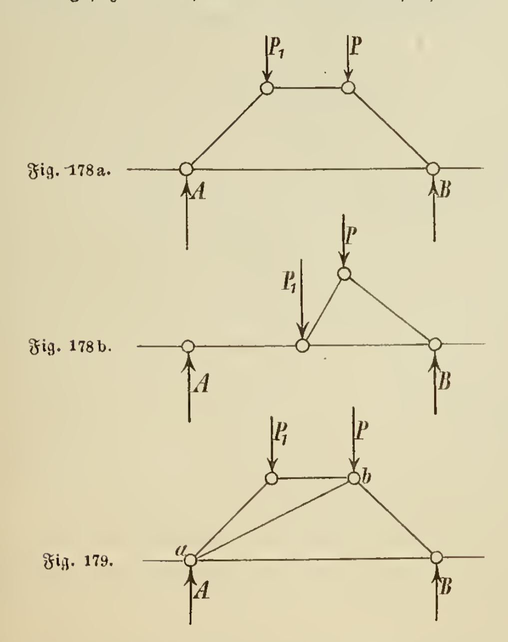
Fachwerk.

§ 1.

Begriff des Fachwerks.

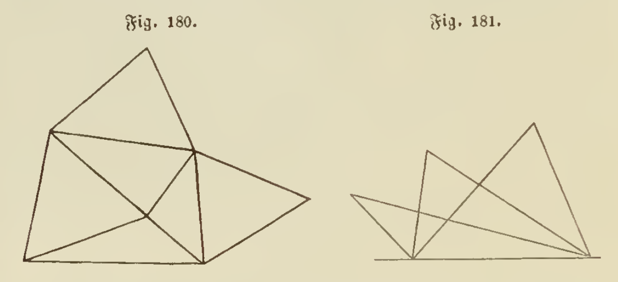
Unter Fachwerk verstehen wir jedes System von Stäben, deren Endpunkte durch Gelenke miteinander verbunden sind. Die Gelenkpunkte führen die Bezeichnung Eck- oder Knotenpunkte. Liegen sämtliche Stäbe des Systems in einer und derselben Ebene, so bilden sie ein ebenes Fachwerk, im andern Falle ein Raumfachwerk. Die Raumfachwerke lassen sich in ebene Fachwerke zerlegen. Die bei Hochbauten am häufigsten vorkommenden ebenen Fachwerke sind die Fachwerkträger, welche vornehmlich bei Decken- und Dachkonstruktionen Verwendung finden, daneben kommen in vereinzelten Fällen auch Fachwerkstützen vor. Der Unterschied zwischen Fachwerkträger und Stütze besteht jedoch nur in bezug auf Anordnung und Lage des Konstruktionsteils, während in rechnerischer und konstruktiver Hinsicht die Stützen ebenso zu behandeln sind, wie die Träger.

Von den bei Hochbauten vorkommenden Raumfachwerken ist vornehmlich das freitragende Zelt- und das Kuppeldach zu nennen. Streng genommen bildet jedoch jede zusammengesetzte Konstruktion ein Raumfachwerk.



Ein Fachwerk befindet sich im Gleichgewicht (Ruhezustand), wenn sowohl die auf dasselbe wirkenden äußeren Kräfte (Lasten und Auflagerdrucke), als auch die in den Stäben wirkenden inneren Spannungen je unter sich im Gleichgewicht sind (vgl. Kap. 2). Ein Fachwerk ist ferner standsicher, wenn eine Änderung in der Größe und Richtung der äußeren Kräfte keine Verschiebung der Fachwerkstäbe gegeneinander, sondern nur eine Änderung der Stabspannungen bewirkt. Beispielsweise ist das in Fig. 178a dargestellte Fachwerk nicht standsicher, da das Gleichgewicht nur dann vorhanden ist, wenn die beiden Lasten P und P_1 genau gleich sind. Tritt die geringste Veränderung in der Größe von P gegen P_1 ein, so wird das System seine Gestalt verändern und die in Fig. 178b dargestellte Lage einnehmen, vorausgesetzt daß die Unterlage A-B fest ist. Das System wird erst standfest, wenn nach Fig. 179 eine Strebe a-b angeordnet wird.

Es leuchtet demnach ein, daß nur diejenigen Fachwerke ohne weiteres standfest sind, welche aus aneinander gereihten Dreiecken bestehen. Hierbei können die Dreiecke ebensowohl nach Fig. 180 aneinander gereiht, oder nach Fig. 181 ineinander geschachtelt sein.



Die einfachste Form eines Fachwerks ist somit das Dreieck, für welches die Bezeichnung „einfaches Hängewerk" gebräuchlich ist. Wirkt in Punkt b des Dreiecks a-b-c Fig. 182 eine Last P und ist das Dreieck in den Punkten a und c unterstützt, so beträgt der Gegendruck in a nach dem Hebelgesetz für Drehpunkt c

$$A . l = P . n, \text{ hieraus } A = \frac{P n}{l}.$$

Ebenso

$$B = \frac{P m}{l}.$$

Ferner

$$A + B = P.$$

Die Kraft P muß zunächst von den Streben a-b und b-c aufgenommen werden, ist also in diesen Richtungen in

größte Säulenausdehnung beträgt 35 cm, die Breite der Anschlußwinkel der Rippen = 5 cm, demnach

$$b = 35 - 2 \cdot 5 = 25 \text{ cm}$$

$$\delta = \frac{25}{10} = 2^1/_2 \text{ cm}.$$

Die Breite des Rippenflansches beträgt $f = 2 \cdot 5 + 2{,}4 = 12{,}4$ cm, somit die in Rechnung zu ziehende Plattenbreite nach Gleichung (24) $B_1 = 1{,}84 \cdot 25 + 2 \cdot 12{,}4 = 70{,}8$, dafür rund 71 cm.

Plattentiefe nach Gleichung (25):

$$B_2 = \frac{20000}{30 \cdot 71} + \sqrt{\left(\frac{20000}{30 \cdot 71}\right)^2 + \frac{1200000}{2{,}5 \cdot 71}} = 9{,}4 + 82{,}5$$

$$= 91{,}9, \text{ dafür } 92 \text{ cm}.$$

Berechnung der Anker:

Es beträgt nunmehr die größte Druckspannung nach Gleichung (26)

$$k_d = \underbrace{\frac{20000}{71 \cdot 92}}_{3{,}06} + \underbrace{\frac{6 \cdot 1200000}{71 \cdot 92^2}}_{11{,}94} = 15 \text{ kg}.$$

Ferner die größte Zugspannung nach Gleichung (27)

$$k_z = 11{,}94 - 3{,}06 = \text{rund } 8{,}9 \text{ kg}.$$

Der größte Abstand, in welchem der Anker von der Kante entfernt angeordnet werden darf, ohne daß die Druckspannung den Wert von 15 kg übersteigt, beträgt $= \frac{n}{3}$ und zwar ist nach Gleichung (28)

$$n = \frac{8{,}9 \cdot 92}{8{,}9 + 15} = 34{,}2 \text{ cm}.$$

Demnach der größte Ankerabstand $= \frac{34{,}2}{3} = 11{,}4$ cm.

In diesem Falle würde die Ankerspannung nach Gleichung (29) betragen:

$$S = 71 \frac{8{,}9 \cdot 34{,}2}{2} = 10800 \text{ kg}.$$

Dies ist jedoch nur richtig bei vollbelasteter Säule. Die Zugspannung wird größer bei unbelasteter Säule und zwar ist dann nach Gleichung (31):

$$S = \frac{M - V \cdot b}{a}$$

$$M = 1200000; \quad V = 15000$$

$$a = B_2 - \frac{m + n}{3} = B_2 - \frac{B_2}{3} = \frac{2}{3} B_2 = 61{,}3$$

$$b = \frac{B_2}{2} - \frac{m}{3} = \frac{92}{2} - \frac{57{,}8}{3} = 26{,}7,$$

$$\text{da } m = B_2 - n = 92 - 34{,}2 = 57{,}8;$$

mithin

$$S_{max} = \frac{1200000 - 15000 \cdot 26{,}7}{61{,}3} = 13050.$$

Wir legen den Anker außerhalb der Platte im Abstand $r = \frac{92}{2} + 3 = 49$ cm von der Säulenmitte entfernt. Dann wird nach Gleichung (32)

$$S_{max} = \frac{1200000 - 15000\, b}{49 + b}$$

b ist nach obigem $= 26{,}7$, mithin

$$S_{max} = \frac{1200000 - 15000 \cdot 26{,}7}{49 + 26{,}7} = 10600.$$

Die Stärke der Anker ergibt sich bei Anwendung nur eines Ankers auf jeder Seite nach Gleichung (13), S. 48

$$d_1 \text{ (Kerndurchmesser)} = 1{,}5 \sqrt{10{,}6} = 4{,}88$$

und der Durchmesser d (nach Gleichung (10), S. 47)

$$d = \frac{4{,}88 + 0{,}13}{0{,}9} = \text{rund } 5^1/_2 \text{ cm}.$$

Berechnung der Rippen:

a) für die Druckseite:

Wir wählen die Rippenstärke $\delta = 1{,}5$ cm, dann ist nach Gleichung (19), S. 97 die theoretische Rippenhöhe

$$h = \alpha\, l \sqrt{c}.$$

Nach der zugehörigen Tabelle ist für Klinkermauerwerk bei 1,5 cm Rippenstärke $\alpha = 0{,}19$.

Ferner ist aus der Zeichnung l (Rippenlänge) = 25 cm, c (Rippenabstand) = 36,5 cm.

Demnach

$$h = 0{,}19 \cdot 25 \sqrt{36{,}5} = 29 \text{ cm}$$

und nach Gleichung (20) die wirkliche Rippenhöhe mit Rücksicht auf Nietschwächung

$$h_1 = 1{,}2 \cdot 29 = 35 \text{ cm}.$$

b) für die Zugseite:

Nach Gleichung (34) wird:

$$h = \frac{1}{12{,}25} \sqrt{\frac{S_1 \cdot 49}{1{,}5}}$$

und da

$$S_1 = \frac{10600}{2} = 5300 \text{ kg}$$

$$h = 34, \text{ ferner } h_1 = 1{,}2 \cdot 34 = 41 \text{ cm}.$$

Letzteres Maß ist mithin anzuwenden.

Zur Übertragung des Ankerzugs auf die beiden Rippen dienen zwei über die Rippenschenkel gestreckte [-Eisen, welche die Ankermutter mittels Unterlagsplatte tragen. Die [-Eisen sind als Träger auf zwei Stützen anzusehen, demnach das erforderliche Widerstandsmoment nach Gleichung (19), S. 61:

$$W = \frac{S\, l}{4 \cdot 900}$$

$$S = 10\,600;\; l = 37{,}4,$$

mithin

$$W = \frac{10\,600\,.\,37{,}4}{4\,.\,900} = 110.$$

Die beiden gewählten ⌈-Eisen Nr. 12 besitzen ein Widerstandsmoment von $2\,.\,61{,}3 = 122{,}6$, genügen demnach.

Berechnung des Fundamentpfeilers:

Nach Gleichung (36) ist:

$$h_1 = \frac{6\,H\,h - a\,V}{a^3\,\gamma - 6\,H}.$$

Hierin ist zu setzen:

$$\gamma \text{ für Bruchstein} = 2000 \text{ kg};$$

$$H = 2000;\; h = 6{,}0;\; V = 15\,000,$$

mithin

$$h_1 = \frac{6\,.\,2000\,.\,6{,}0 - 15\,000\,.\,a}{a^3\,2000 - 6\,.\,2000}.$$

Wählen wir die Seitenlänge a der Fundamentgrundfläche $= 2{,}5$ m, so folgt $h_1 = 1{,}8$ m,
für $a = 2{,}6$, folgt

$$h_1 = 1{,}44 \text{ m}.$$

Kantenpressung nach Gleichung (38)

$$k_a = \frac{20\,000 + 2{,}5^2\,.\,1{,}8\,.\,2000}{2{,}5^2} + \frac{6\,.\,2000\,(6{,}0 + 1{,}8)}{2{,}5^3}$$

$$= 12\,800 \text{ kg f. d. qm} = 1{,}28 \text{ kg f. d. qcm}.$$

Für $a = 2{,}6$, $h_1 = 1{,}44$ wird

$$k_a = \frac{20\,000 + 2{,}6^2\,.\,1{,}44\,.\,2000}{2{,}6^2} + \frac{6\,.\,2000\,(6{,}0 + 1{,}44)}{2{,}6^2}$$

$$= 10\,900 \text{ kg f. d. qm} = 1{,}09 \text{ kg f. d. qcm}.$$

Da im letzteren Falle weniger Mauerwerk erforderlich wird, die Beanspruchung des Baugrundes günstiger ist und die Bedingung $h_1 > a/_2$ noch zutrifft, so ist die Wahl der Seitenlänge $= 2{,}6$ m vorteilhafter, wenn nicht die Raumverhältnisse eine Einschränkung des Pfeilerquerschnittes verlangen und eine größere Fundamenttiefe aus besonderen Gründen ohnehin erforderlich ist.

§ 9.

Lagerung der Träger auf den Stützen.

Bei der Lagerung der Träger auf eisernen Stützen ist zu beachten, daß:

1) der Träger eine hinreichende Lagerfläche findet,
2) die vertikale Stellung des Trägersteges gesichert ist,
3) eine gute Übertragung des Trägerdruckes auf den Säulenschaft stattfindet,
4) einseitige Belastung der Säule, namentlich bei gußeisernen Säulen, thunlichst vermieden wird.

Bereits in den §§ 2 und 3 haben wir Beispiele einer zweckmäßigen Gestaltung des Trägerlagers bei guß- und schmiedeeisernen Säulen vorgeführt. Es handelt sich nunmehr darum, die Formen und Abmessungen, welche den Lagern zu geben sind, näher zu begründen.

Betrachten wir zunächst die Auflagerung auf gußeisernen Säulen.

Die Träger werden hier fast stets auf konsolartige Vorsprünge gelagert, welche an die Säule angegossen werden. Für die Übertragung des Trägerdrucks ist nur eine geringe Berührungsfläche zwischen Träger und Säulenlager erforderlich. Ist t die Flanschbreite des Trägers, so ist eine Lagerfläche von 1 cm Breite im stande, bei Gußeisen einen Lagerdruck von $\frac{t}{2}$ Tonnen zu übertragen. Für einen Lagerdruck von 20 Tonnen würde demnach bei einer Flanschbreite des Trägers $t = 12$ cm zur Druckübertragung bei Gußeisen bereits eine Berührungsleiste von $\frac{2\,.\,20}{12} = 3{,}3$ cm Breite genügen.

Bei einem seitlichen Anschluß der Träger an die Säulen würde es mithin im Interesse einer möglichst zentrischen Belastung am besten sein, den Konsolvorsprung zur Aufnahme des Trägers nicht breiter als 2 bezw. 3 cm zu gestalten, wenn nicht praktische Bedenken dagegen sprächen. Ein so knappes Auflager würde nur dann möglich sein, wenn die unveränderte Lage des Trägers und der Säule in Wirklichkeit gewahrt bliebe. Dies ist jedoch nicht der Fall. Schon die Durchbiegung des Trägers bewirkt eine Veränderung der Länge, mehr noch Temperaturänderungen und geringe Bewegungen in den Fundamenten der Gebäude. Es muß daher zwischen der eigentlichen Druckfläche und dem Trägerende ein Spielraum verbleiben, welcher nach praktischen Erfahrungen auf mindestens 10 cm zu bemessen ist.

Da weder die Oberfläche der gegossenen Konsolen noch die Unterfläche der Trägerflanschen vollkommen eben ist, so empfiehlt es sich das eigentliche Trägerlager durch eine auf der Vorderkante der Konsole etwas vorragende Leiste von 4—5 cm Breite zu bilden. (Vgl. Taf. 12, Fig. 1c, 2c.)

Gewalzte Träger werden unmittelbar auf diese Leiste gelagert. Bei genieteten Trägern wird zweckmäßig eine schmiedeeiserne 15—20 cm starke Lagerplatte mit versenkten Nieten an der Unterfläche des Trägerflansches befestigt, da der Flansch der Winkeleisen zu schwach ist, um eine gleichmäßige Druckverteilung zu gewährleisten, auch die Unterfläche bei genieteten Trägern nicht eben genug ausfällt.

Den Übergang zwischen Konsolplatte und Schaft bildet in der Regel eine mit dem Steg senkrecht zur Säule angeordnete Rippe. Ist δ die Stärke, h die Höhe der Rippe (Fig. 175), so ergibt sich unter Vernachlässigung der Konsolplatte

träger mit an den Enden schräg abgebogenem Obergurt. Werden zwei Träger der Fig. 186 so aufeinander gelegt, daß die Vertikalen des einen Trägers in die Feldmitten des andern Trägers fallen, so erhält man die in Fig. 189

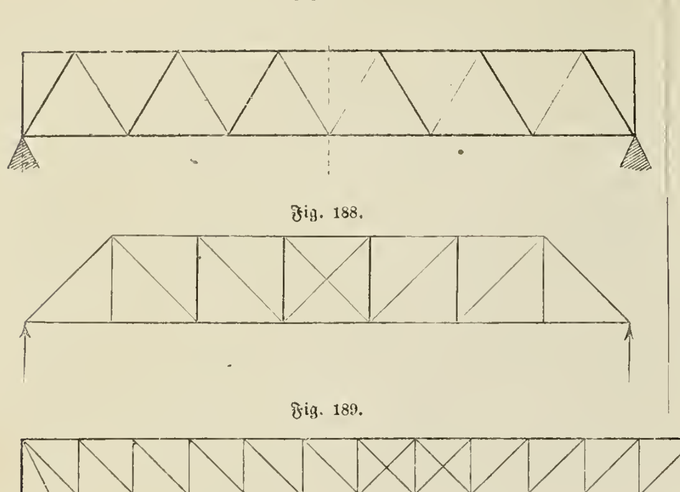


Fig. 187.

Fig. 188.

Fig. 189.

dargestellte Form eines Trägers mit doppeltem Fachwerk. In gleicher Weise kann man sich den Gitterträger durch mehrere verschoben aufeinander gelegte Träger der Fig. 187 entstanden denken.

Bei dem in Fig. 190 dargestellten Parabelträger ist die obere Gurtung nach einer Parabel geformt. Bei gleichförmig verteilter Last erhält hierbei das Netzwerk keine Spannung. Da aber eine völlig und stets gleichförmig ver-

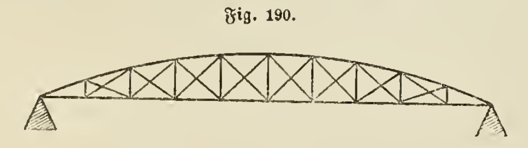


Fig. 190.

teilte Last in Wirklichkeit nicht vorkommt, so ist das Netzwerk doch nicht zu entbehren, auch dürfen die Abmessungen der Stäbe nicht unter einem bestimmten praktisch zulässigen Maß angenommen werden. Rechnet man hierzu noch die schwierigere Ausführung der gebogenen Gurtung und der Lagerpunkte, so kommt der Vorteil gegenüber dem einfachen Parallelträger für die bei Hochbauten in Frage kommenden Spannweiten in Wegfall. Wir übergehen aus diesem Grunde auch die zahlreichen übrigen im Brückenbau zur Anwendung kommenden Trägerformen.

Bei den Dachbindern folgt die obere Gurtung fast ausnahmslos der Form des Daches, die untere Gurtung ist meist wagerecht, oder nach oben gekrümmt. Bei sehr flachen Dächern kommen auch behufs Erzielung einer günstigeren Trägerhöhe Krümmungen der unteren Gurtung nach unten vor, welche aber des unschönen Aussehens halber bei sichtbaren Konstruktionen thunlichst vermieden werden sollten. Ist die untere Gurtung stark nach oben, entsprechend Fig. 191,

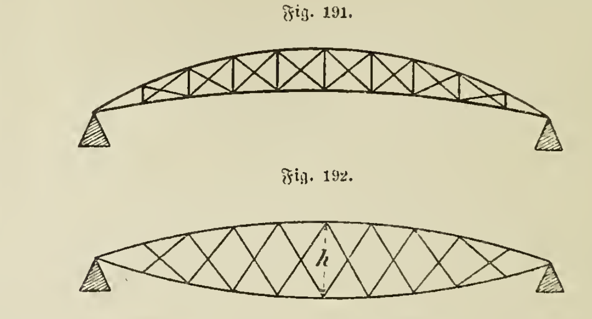


Fig. 191.

Fig. 192.

gebogen, so nennt man den Träger Sichelträger, bei stärkerer Biegung nach unten (Fig. 192) Fischbauchträger.

Die Entfernung der Knotenpunkte richtet sich nach der Entfernung der Dachpfetten, deren Auflagerpunkte hier die Lastpunkte vorstellen. Die Pfettenentfernung beträgt bei Sparrendächern gewöhnlich je nach dem Gewicht der Dachdeckung 3—5 m, bei Pfettendächern 0,75—1,0 m.

Bei Dächern von 6—10 m Spannweite mit nur einer Firstpfette bildet ein einfaches Dreieck die Trägerform (Taf. 61, Fig. 1). Weitere Teilung durch Netzwerk ist nicht erforderlich, doch ist die untere Zugstange aufzuhängen, um Durchbiegung durch Eigengewicht zu vermeiden. Bei Satteldächern mit größerer Spannweite und größerer Pfettenzahl haben sich die folgenden drei Formen des Fachwerks eingebürgert:

1) Der deutsche Dachstuhl, Fig. 193.

Die Netzwerkstäbe laufen sämtlich in einem Punkte des Untergurts zusammen. Diese Trägerform ist selten und nur bei Dächern mit einer Mittelpfette gebräuchlich.

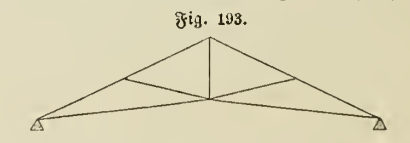


Fig. 193.

2) Der englische Dachstuhl, Fig. 194.

Ober- und Untergurt sind durch einfaches Stabwerk verbunden. Mehr als zwei Netzstäbe treffen gewöhnlich in keinem Knotenpunkt zusammen.

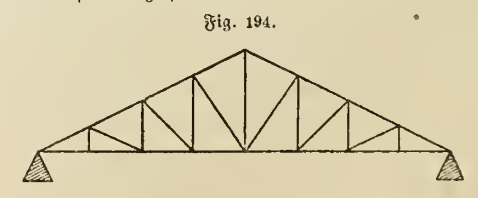
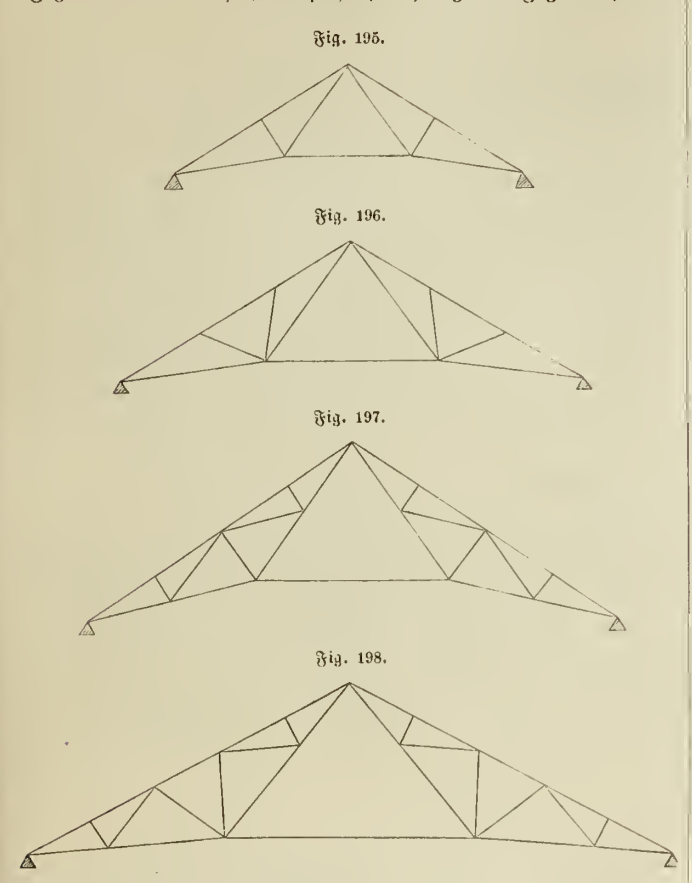


Fig. 194.

3) Der französische Dachstuhl (Polonceau-Dach). Derselbe entsteht durch Einschachtelung mehrerer

Hängewerke. Fig. 195 stellt den Dachstuhl bei Zweiteilung, Fig. 196 denselben bei Dreiteilung, Fig. 197 bei Vier- und Fig. 198 bei Fünfteilung dar. Die Trägerform der Fig. 195 und 196 heißt einfacher, diejenige der Fig. 197, 198


Fig. 195. Fig. 196. Fig. 197. Fig. 198.

zusammengesetzter französischer Dachstuhl. Bei mehr als Fünfteilung des Sparrens ist die Verwendung des französischen Dachstuhls nicht mehr vorteilhaft. Weiteres über Dachbinder findet sich Kap. 12, § 5.

§ 3.

Ermittelung der Lasten und Stützendrucke (äußeren Kräfte).

Bei den Fachwerken gilt bezüglich der Zahl und Anordnung der Stützpunkte das bei den Trägern mit voller Wand im Kap. 4, § 4 Gesagte in gleichem Maße. Man hat demnach bei Hochbauten Fachwerkträger mit mehr als zwei Stützpunkten zu vermeiden, und sich auf die drei in den §§ 5, 6, 7 des Kap. 4 behandelten Fälle der Unterstützung zu beschränken.

Beim Entwerfen der Fachwerkträger sind ebenso wie bei allen anderen Konstruktionen zunächst die Lasten, demnächst die Stützendrucke zu ermitteln. Lasten und Stützendrucke müssen sich im Gleichgewicht befinden (vgl. S. 13). Erst nachdem die äußeren Kräfte (Lasten und Stützendrucke) vollständig bestimmt sind, kann zur Ermittelung der Spannungen in den Stäben geschritten werden.

Die Lasten werden bei den Fachwerkträgern gewöhnlich von den in den Knotenpunkten aufliegenden Deckenträgern und Dachpfetten gebildet. Ruht dagegen ein Lastträger zwischen zwei Knotenpunkten, so ist der betreffende Stab als Träger anzusehen, welcher die Last auf die benachbarten Knotenpunkte überträgt. Es sind dann die auf die Knotenpunkte entfallenden Stützendrucke (wie oben S. 106 gezeigt) zu ermitteln und den übrigen im Knotenpunkt unmittelbar wirkenden Lasten zuzuzählen.

Nach Berechnung der auf die Knotenpunkte eines Fachwerks entfallenden Lastenteile erfolgt die Bestimmung der Stützendrucke, sobald die Kräfte sämtlich parallel gerichtet sind, in gleicher Weise, wie bei den Vollwandträgern, also entweder durch Rechnung unter Aufstellung der Momentengleichung (vgl. S. 23), oder auf graphischem Wege durch Zeichnen des Kräfte- und Seilpolygons (vgl. S. 21).

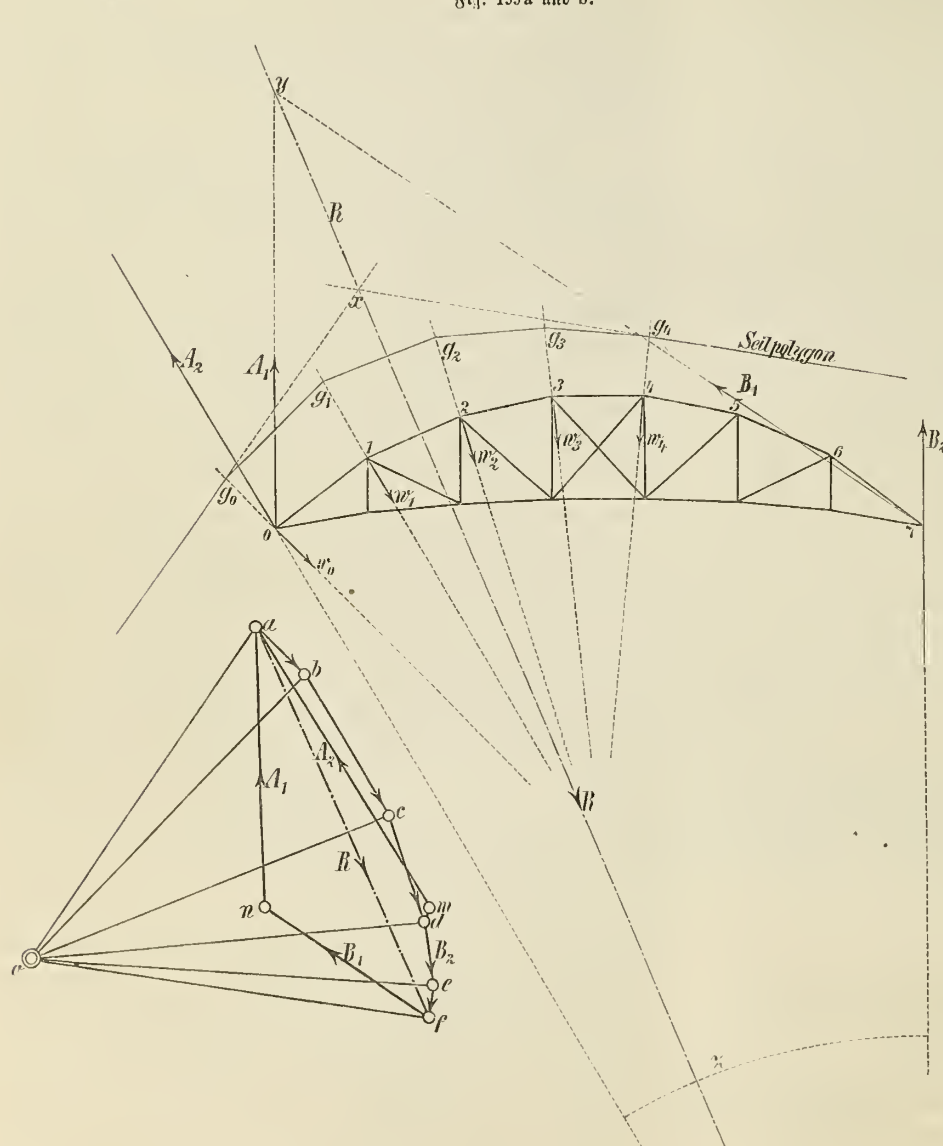
In allen Fällen, in welchen beliebig schief gerichtete Lasten vorkommen — dies ist der Fall bei gekrümmten Dachflächen, welche durch Winddruck beansprucht werden —, ist die graphische Behandlung vorzuziehen. Letztere erfolgt nach den im Kap. 2 gegebenen Regeln, deren Anwendung auf vorliegenden Fall aus den im § 8 vorgeführten Beispielen, sowie aus nachfolgenden Betrachtungen hervorgeht:

Während bei den lotrechten Belastungen auch die Stützendrucke lotrecht gerichtet sind, müssen dieselben bei schief gerichteten Kräften im allgemeinen schief gerichtet sein. Gewöhnlich pflegt das eine Auflager fest, das andere mit Rücksicht auf Temperaturverschiebung beweglich hergestellt zu werden; in diesem Falle kann das bewegliche Auflager, wenn von der Reibung abgesehen wird, nur senkrechten Gegendruck leisten, es muß daher der dem Winddruck entsprechende Horizontalschub allein von dem festen Lager aufgenommen werden. Es seien in Fig. 199a $w_0\, w_1$ usw. die auf die Knotenpunkte eines sichelförmigen Fachwerkträgers entfallenden Windlasten. Dieselben sind in dem Kräftepolygon a b c d e f Fig. 199b der Größe und Richtung nach aneinander gereiht. Wir wählen den beliebigen Pol o und zeichnen das Seilpolygon $g_0\, g_1 \ldots g_4$ zwischen den Kraftrichtungen in Fig. 199a. Der Schnittpunkt x der äußersten Seiten des Seilpolygons ist der Durchgangspunkt der Mittelkraft R sämtlicher Winddrucke, deren Größe a-f aus dem Kräftepolygon folgt. Diese Mittelkraft muß mit den beiden Lagerdrucken im Gleichgewicht sein, wozu gehört, daß sich die drei Kräfte A B R in einem Punkt schneiden. Ist nun bei 0 das bewegliche, bei 7 das feste Auflager, so kann der Auflagerdruck A_1 in 0 nur senkrecht gerichtet sein. Diese Senkrechte schneidet R im Punkt y, mithin muß der Auflagerdruck B_1 des

Punktes 7 gleichfalls durch y hindurchgehen. Hiermit ist die Richtung von A_1 und B_1 gefunden. Ihre Größe ermittelt man durch Zerlegen von R im Kräftepolygon nach den Richtungen $A_1 B_1$. Man erhält $an = A_1$; $nf = B_1$.

Befindet sich das bewegliche Lager in Punkt 7, so ergibt sich der (außerhalb der Zeichnung liegende) Schnittpunkt z zwischen R und der Senkrechten B_2 als Durchgangspunkt des schiefen Lagerdrucks A_2 in Punkt 0. Die Linien fm und ma im Kräftepolygon geben die Größe der Lagerdrucke B_2 und A_2.

Fig. 199a und b.



Im allgemeinen ist es für die Beanspruchung der Konstruktion ungünstiger, wenn auf der vom Wind beanspruchten Seite das feste Auflager liegt. Nur bei sehr steilen Dächern können im entgegengesetzten Falle einzelne Stäbe des Fachwerkträgers höher beansprucht werden. Die im § 8 ausgeführten Beispiele geben einen Anhalt, in welchen Fällen man sich mit der ersteren Untersuchung begnügen kann und in welchen auch die Zeichnung des Kräfteplans für die zweite Belastungsart erforderlich wird.

Die schiefe Auflagerkraft im festen Lager läßt sich in eine Vertikalkraft V und eine Horizontalkraft H zerlegen. Während erstere ohne weiteres von dem stützenden Mauerwerk aufgenommen wird, ist dies bezüglich des Horizontalschubes nicht immer der Fall. Von der Anzahl und Entfernung der dem Fachwerkträger parallel laufenden Querwände des Gebäudes und der Anordnung des Windverbandes in der Dachfläche, sowie schließlich von der Größe des Horizontalschubes wird es abhängen, ob eine Mauer besonderer Verstärkungen zur Aufnahme des Schubes bedarf, oder nicht. (Vgl. hierüber Kap. 12, § 6.) Der Horizontalschub ergibt sich selbstredend um so geringer, je flacher die Dachneigung ist und kann bei Dächern, deren Pfeilhöhe weniger als $1/6$ der Spannweite beträgt, unter gewöhnlichen Verhältnissen ganz außer acht bleiben.

§ 4.

Ermittelung der Stabspannungen (inneren Kräfte).

Nachdem durch Ermittelung der Stützendrucke das Gleichgewicht der äußeren Kräfte hergestellt ist, kann zur Ermittelung der Stabspannungen geschritten werden.

Die Biegungsgesetze, welche beim Träger mit voller Wand in Anwendung kommen, gelten auch für den Fachwerkträger.

Für eine beliebige Stelle des Trägers mit dem Biegungsmoment M ist demnach

$$M = k W$$

$$W = \frac{J}{h/2} \quad \Big| \quad J = 2i + 2\left(\frac{h}{2}\right)^2 \text{ nach Gleichung (11), S. 36,}$$

worin i das Trägheitsmoment des Gurtquerschnitts bezogen auf die Schwerpunktsachse, f die Fläche des Gurtquerschnitts.

Hierbei kann i, als im Verhältnis zu h sehr klein, vernachlässigt werden, so daß

$$J = \frac{f h}{2},$$

mithin

$$W = f \,.\, h \text{ und } M = k \,.\, f \,.\, h.$$

Auf diese Weise würde man zwar die Gurtquerschnitte, nicht aber die Beanspruchung des Netzwerkes ermitteln können. Man bedient sich daher zur Bestimmung der Stabspannungen anderer Methoden, welche auf den Gesetzen der Zerlegung der Kräfte beruhen, und bei welchen wesentlich die in den §§ 4—6 des 2. Kapitels entwickelten Sätze in betracht kommen.

Wir führen von diesen nur die beiden gebräuchlichsten, die Momentenmethode und die Methode der Kräftepläne (Polygonalmethode) vor, welche auch nach ihren Urhebern Ritter'sche[1]) beziehungsweise Cremona'sche Methode benannt zu werden pflegen.

a. Die Momentenmethode (Ritter'sches Verfahren).

Denkt man sich das Fachwerk (Fig. 200) durch einen Schnitt α-α in zwei Teile getrennt, so muß an dem abgetrennten Teile (gleichgültig ob dies der linke, oder rechte) nach den Gleichgewichtsbedingungen die Summe der Momente der Stabspannungen der durchschnittenen Stäbe und der äußeren Kräfte Null ergeben. Man lege nun den Schnitt so, daß sämtliche unbekannte Stäbe bis auf einen, dessen Spannung bestimmt werden soll, sich in einem Punkte schneiden. Wählt man dann diesen Schnittpunkt als Nullpunkt für die Momentengleichung, so bleiben in der Gleichung nur die äußeren Kräfte und die unbekannte Stabkraft stehen, so daß durch Auflösung der Gleichung die letztere leicht gefunden werden kann. Die Hebelsarme der Kräfte werden hierbei am einfachsten aus der Zeichnung abgegriffen, können aber selbstredend auch aus den geometrischen Beziehungen des Fachwerks durch Rechnung gefunden werden. Man nimmt ferner die unbekannte Stabkraft vorläufig als Zugspannung an; ergibt sich dann eine negative Zahl, so wird der Stab nicht gezogen, sondern gedrückt.

Beispiel. Der Schnitt α-α in Fig. 200 trifft die Stäbe 1-3, 2-3 und 2-4. Zur Bestimmung der Kraft X im Stab 1-3 wird der Schnittpunkt 2, zur Bestimmung der beiden anderen geschnittenen Stäbe Schnittpunkt 2-3 und 2-4 als Drehpunkt angenommen.

Dann lautet die Momentengleichung für Drehpunkt 2:

$$X \,.\, x + A \,.\, a_1 - P \,.\, p_1 = 0.$$

Hieraus

$$X = \frac{P p_1 - A a_1}{x}.$$

Es sei

$$P = 2000,\ A = 3000,\ p_1 = 1{,}0,\ a_1 = 4{,}0,\ x = 2{,}0.$$

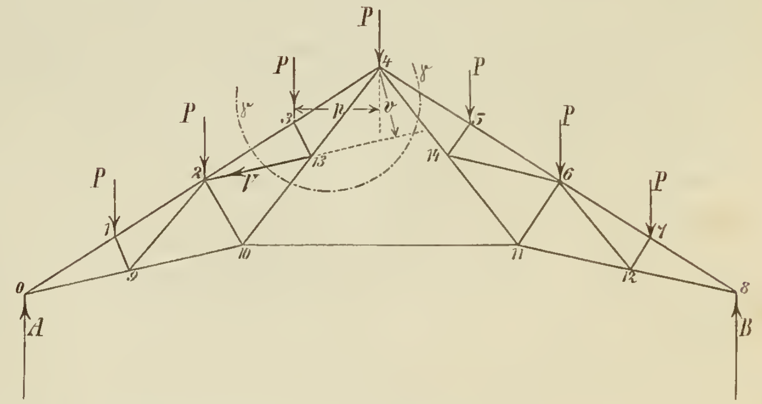
Dann wird

$$X = \frac{2000 \,.\, 1{,}0 - 3000 \,.\, 4{,}0}{2{,}0} = -5000$$

mithin Druckspannung.

Fig. 200.

Fig. 201.



Bestimmung von Y, Drehpunkt 8:

$$A \,.\, a_2 + P \,.\, p_2 - Y \,.\, y = 0$$

$$Y = \frac{A a_2 + P p_2}{y}$$

mithin Y stets positiv = Zugspannung.

Bestimmung von Z, Drehpunkt 3:

$$A \,.\, a_3 - P \,.\, p_3 - Z \,.\, z = 0$$

$$Z = \frac{A a_3 - P p_3}{z} = \text{positiv, oder Zugspannung, da}$$

$$A a_3 > P p_3.$$

Die Schnitte können sowohl so gelegt werden, daß das Fachwerk in zwei Teile getrennt wird (Fig. 200), oder auch so, daß durch den Schnitt γ-γ ein Teil des Fachwerks herausgeschnitten wird (Fig. 201). Läßt sich bei verwickelteren

1) Elementare Theorie und Berechnung eiserner Dach- und Brückenkonstruktionen von Dr. A. Ritter. Hannover 1880.

Figuren des Fachwerks ein Stab nur erreichen, wenn mehr als drei Stäbe geschnitten werden, so suche man den Schnitt so zu legen, daß die übrigen geschnittenen Stäbe in einem Punkt zusammenlaufen, welchen man zunächst als Drehpunkt wählt. In Fig. 201 findet man auf diese Weise Spannung V für Drehpunkt 4:

$$V \cdot v - P \cdot p = 0 \text{ und } V = \frac{P \cdot p}{v} \text{ (Zug).}$$

b. Methode der Kräftepläne (Polygonal- oder Cremona'sche Methode).

Dieselbe beruht auf der Anschauung, daß die an einem Knotenpunkt wirkenden inneren und äußeren Kräfte im Gleichgewicht sein müssen, wenn die äußeren Kräfte und damit das ganze System vorher ins Gleichgewicht gesetzt worden sind. Für jeden Knotenpunkt müssen sich somit die äußeren Kräfte und die Stabspannungen zu einem geschlossenen Kräftepolygon zusammensetzen lassen. Sind daher an einem Knotenpunkt die Kräfte und Spannungen bis auf zwei bekannt, so kann man die beiden Unbekannten leicht durch Schluß des Kräftepolygons mittels parallel zu den unbekannten Stäben laufenden Linien finden.

Da zwei benachbarte Knotenpunkte stets einen gemeinschaftlichen Stab besitzen, so lassen sich die Kräftepolygone der einzelnen Knotenpunkte so aneinander reihen, daß sie eine geschlossene Figur, den Kräfteplan, bilden, in welchem jede äußere Kraft und jede Stabkraft nur einmal vorkommt. Um letzteres zu erreichen, muß man sich jedoch bei der Zeichnung einer bestimmten Reihenfolge bedienen, welche am besten an einem bestimmten Fall erläutert wird.

Fig. 202 a stellt ein unregelmäßiges ebenes Fachwerk dar, an welchem die im Gleichgewicht befindlichen Kräfte P_0 bis P_6 in den Knotenpunkten 0, 1, 3, 5, 6 angreifen; die Knotenpunkte 2, 4 sind unbelastet. In dem Kräfteplan a b c d e a (Doppellinien in Fig. 202 b) sind die äußeren Kräfte zu einem geschlossenen Polygon der Reihe nach aneinander getragen. Wir beginnen die Zeichnung des Kräfteplans mit dem Punkt 0 (Fig. 202 a). Denkt man sich diesen durch einen Schnitt v-v von dem übrigen System losgelöst, so kann das Gleichgewicht nur dadurch wieder hergestellt werden, daß die in den Stäben vor dem Schnitt thätig gewesenen Spannungen als äußere Kräfte an der Schnittfläche angebracht werden. Es greifen somit an dem Punkt 0 die bekannte äußere Kraft P_0 und die unbekannten Stabkräfte 0-1 und 0-2 an, welche sich, da Gleichgewicht vorhanden sein muß, zu einem geschlossenen Kräftepolygon zusammensetzen lassen müssen.

Zieht man demnach durch die Eckpunkte a, b von P_0 im Kräfteplan (Fig. 202 b) parallele Linien zu den Stäben 0-1 und 0-2, so stellen die Linien b-f und f-a die Stabspannungen 0-1 und 0-2 dar. Sind die äußeren Kräfte im Kräftepolygon von links nach rechts (im Sinne der Drehung eines Uhrzeigers) aufgetragen, so hat man dieselbe Reihenfolge auch bei den Stabspannungen einzuhalten, um einen zusammenhängenden Kräfteplan zu erzielen. Es ist demnach beim Zeichnen des Kräftepolygons für Punkt 0 mit der bekannten Kraft P_0 zu beginnen, demnächst die Stabkraft 0-1 und zum Schluß die Stabkraft 0-2 anzutragen. Trägt man hierbei die Richtungen, in welchen bei dieser Reihenfolge die Linien im Kräfteplan gezogen werden, als Pfeile in den zugehörigen Stäben des Fachwerks (Fig. 202 a) an, so wird der Stab gedrückt, wenn der Pfeil gegen den betreffenden Knotenpunkt gerichtet ist, dagegen gezogen, wenn der Pfeil von diesem Punkt abzeigt. So

Fig. 202 a.

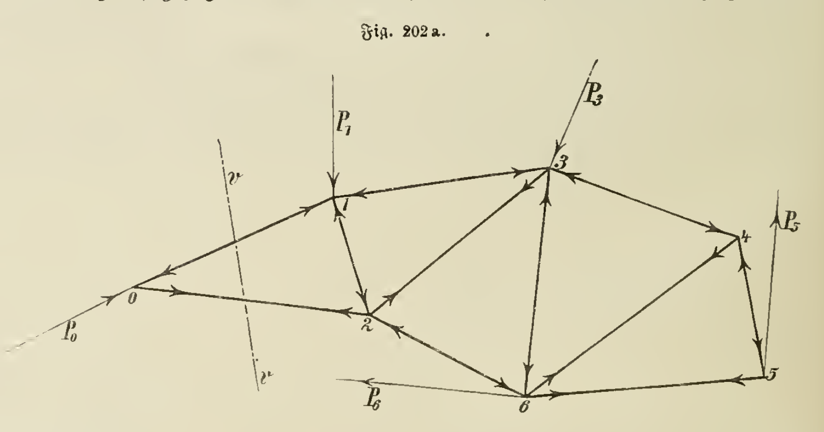
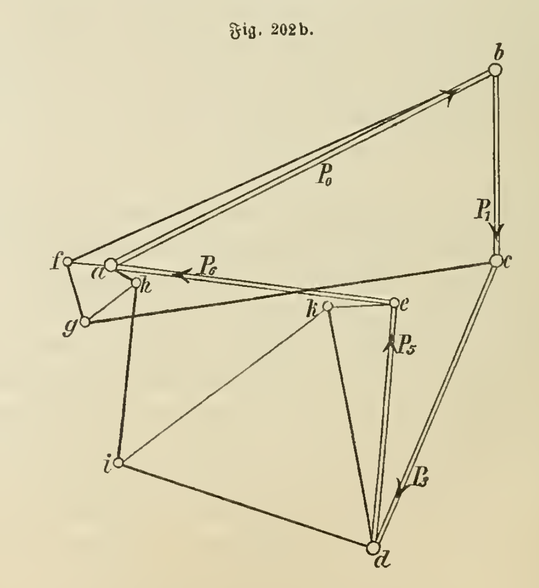


Fig. 202 b.



ist die Stabspannung 0-1 gegen den Punkt 0 hin, die Stabspannung 0-2 vom Punkt 0 weg gerichtet, demnach erleidet Stab 0-1 Druckspannung, Stab 0-2 Zugspannung.

Wir wenden uns nunmehr zu Punkt 1. Hier sind bekannt die Stabspannung 0-1 und die äußere Kraft P_1, unbekannt die Stabspannungen 1-3, 1-2.

Die Reihenfolge der Kräfte ist mit der am weitesten nach links befindlichen bekannten Kraft 0-1 beginnend: 0-1, P_1, 1-3, 1-2, diesen entsprechen die parallelen Spannungen im Kräfteplan: f-b, b-c, c-g, g-f.

Die Reihenfolge der Kräfte und Spannungen für die übrigen Knotenpunkte ergibt sich zu:

Knotenpunkt 2 { 0-2, 1-2, 2-3, 2-6 / **a**-f, f-g, g-h, h-**a**
" 3 { 2-3, 1-3, P_3, 3-4, 3-6 / **h**-g, g-c, c-d, d-i, i-**h**
" 4 { 3-4, 4-5, 4-6 / **i**-d, d-k, k-**i**
" 5 { 4-5, P_5, 5-6 / **k**-d, d-e, e-**k**
" 6 { 2-6, 3-6, 4-6, 5-6, P_6 / **a**-h, h-i, i-k, k-e, e-**a**.

Wenn die Zeichnung richtig ist, so muß der Kräfteplan eine geschlossene Figur bilden. Je genauer die Zeichnung ausgeführt ist, desto genauer wird auch der Schluß erreicht werden. Kleine Unterschiede sind für die praktische Verwendung ohne Bedeutung. Große Unterschiede lassen auf Fehler in der Zeichnung, oder in der Ermittelung der Auflagerkräfte schließen. —

Selbstredend kann man auch die äußeren Kräfte von rechts nach links auftragen, nur hat man dann auch den Kräfteplan in demselben Sinne zu zeichnen. —

Es empfiehlt sich einige bestimmte Fälle zeichnerisch durchzuarbeiten, alsdann wird man am schnellsten Klarheit über das besprochene Verfahren erlangen, welches in der praktischen Ausübung viel einfacher ist, als es bei der beschreibenden Erklärung den Anschein hat. Zur Erleichterung diene hierbei die Betrachtung, daß die parallel zu den Gurtstäben laufenden Strahlen im Kräfteplan stets von den Punkten ausgehen, in welchen die an den Endpunkten des betreffenden Stabes wirkenden äußeren Kräfte zusammenstoßen. So befinden sich in den Endpunkten des Stabes 0-1 die Kräfte P_0 und P_1. Dieselben treffen im Punkt b des Kräfteplans zusammen, mithin muß die Stabspannung b-f vom Punkt b aus gezogen werden. Im linken Endpunkt des Stabes 0-2 befindet sich die Kraft P_0, am rechten Endpunkt greift keine Kraft an, dafür ist die nächstfolgende P_6 zu nehmen. Die dem Stab 0-2 entsprechende Spannung a-f im Kräfteplan muß daher im Punkt a angreifen, da in diesem die Kräfte P_0 und P_6 zusammenstoßen. Dasselbe gilt von Stab 2-6 (a-h). Folgen somit mehrere Gurtstäbe aufeinander, ohne daß in den zwischenliegenden Knotenpunkten Kräfte angreifen, so müssen sämtliche diesen Stäben entsprechende Spannungsstrahlen im Kräfteplan durch denselben Punkt des Polygons der äußeren Kräfte gehen. Die Nutzanwendung dieser Regel wird aus den Beispielen 2 und 3 im § 8 noch deutlicher werden.

Die Methode der Kräftepläne läßt sich nur dann glatt durchführen, wenn in den aufeinanderfolgenden Knotenpunkten nicht mehr als zwei Stabspannungen unbekannt sind. Dies ist jedoch nicht immer der Fall. So sind in dem auf Taf. 21 dargestellten Beispiel eines zusammengesetzten französischen Dachstuhls die Kräftepolygone für die Knotenpunkte 0, I, IX ohne weiteres zu zeichnen; die nächstfolgenden beiden Knotenpunkte II und X besitzen jedoch je drei Stäbe mit unbekannten Spannungen. Man kann hier die Spannung des Stabes 11 entweder nach der Ritter'schen Methode bestimmen, indem man den Schnitt a-b legt und für Drehpunkt IV die Momentengleichung aufstellt, oder man nimmt folgende Betrachtung zu Hilfe: Man sehe die Teile 0, I, IX, II und II, III, XI, IV als selbständige kleine Fachwerkträger an, welche in den Punkten 0, II, IV aufliegen. Dann erhält man einen einfachen französischen Dachstuhl, dessen Knotenpunkte 0, II, IV außer den früheren Lasten noch durch die Auflagerdrucke der kleinen Fachwerkträger belastet werden. Nunmehr hat man ein System mit nur je zwei unbekannten Stäben an jedem Knotenpunkte und kann demnach die Spannung 15 leicht mit Hilfe des Kräfteplans bestimmen. — Ein anderer derartiger Fall liegt bei dem auf Taf. 22 dargestellten Beispiel vor. Ist man hier bis zu den Knotenpunkten a_6 und b_6 vorgerückt, so trifft man auf mehr als zwei unbekannte Stäbe. Man beginnt hier alsdann mit Knotenpunkt a_8, in welchem nur eine äußere Kraft und zwei unbekannte Stabkräfte angreifen. Diese lassen sich demnach bestimmen. Alsdann sind auch in Punkt a_7 nur zwei unbekannte Stäbe vorhanden und nachdem diese bestimmt, ist auch die Zahl der unbekannten Stäbe in Punkt a_6 auf zwei verringert, worauf mit Zeichnen des Kräfteplans fortgefahren werden kann. (Vgl. auch § 8, Beispiel 3.) —

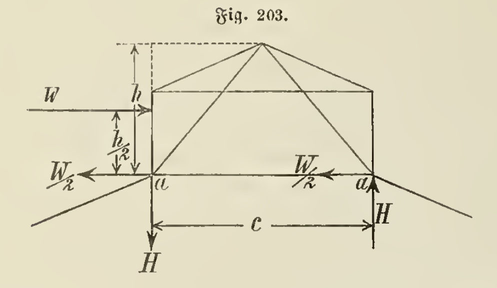
Besitzt das Dach eine Laterne, so kann man diese entweder, wie bei dem Beispiel auf Taf. 22, in das Fachwerk einbeziehen, oder man hat, falls die Laterne eine selbständige Konstruktion besitzt, folgendermaßen zu verfahren:

Es sei W Fig. 203 der auf die Laterne eines Binderfeldes von der Weite b entfallende Winddruck, welcher hier näherungsweise $= 120 \cdot b \cdot h$ und horizontal wirkend angenommen werden kann. Derselbe erzeugt in den Punkten a a die Stützenkräfte $\frac{W}{2}$, ferner erfordert das Moment $W \frac{h}{2}$ ein gleiches Gegenmoment, welches durch die lotrechten Kräfte H in den Punkten a geleistet werden kann, und zwar ist

$$H.c = \frac{W\,h}{2} \text{ oder } H = \frac{W\,h}{2\,c}.$$

Diese Kräfte $\frac{W}{2}$ und $\frac{W\,h}{2\,c}$ sind in den Punkten a anzubringen, worauf die Laterne bei der weiteren Behandlung außer acht gelassen werden kann. — Die lotrechten Belastungen der Laterne durch Eigengewicht und Schneelast sind ohne weiteres in den Punkten a anzusetzen.

Fig. 203.



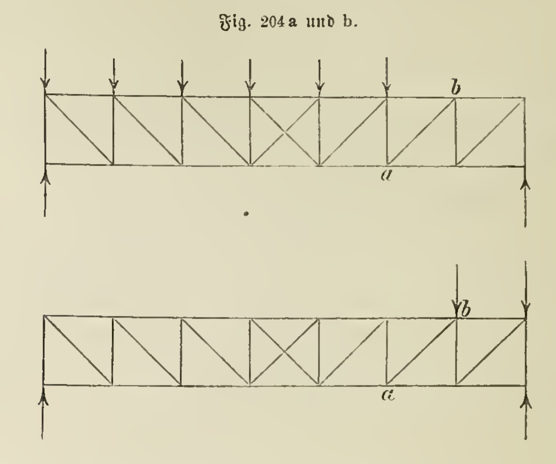
* * *

Die Momentenmethode wendet man vorteilhaft in den Fällen an, in welchen es sich nur um die Spannung eines beliebig herausgegriffenen Stabes bei einer bestimmten Belastung handelt, sowie in den Fällen, in welchen die geometrische Figur des Fachwerks so einfach ist, daß nur wenige Gleichungen zur Bestimmung sämtlicher Spannungen ausreichen.

Die Methode der Kräftepläne ist namentlich dann zu empfehlen, wenn die Spannungen sämtlicher Fachwerkstäbe bei einer bestimmten Belastung ermittelt werden sollen, und wenn die geometrische Figur des Fachwerks nicht zu den ganz einfachen gehört.

Die Spannungen der Stäbe sind nicht in allen Fällen bei voller Belastung am größten, nur die Gurtungen haben bei voller Belastung auch die größten Spannungen zu erleiden. Bei den Netzwerkstäben entsteht die größte Beanspruchung dann, wenn die veränderliche Belastung nur auf der einen Seite des betreffenden Stabes wirkt, während die andere Seite des Fachwerks unbelastet bleibt. Stab a-b in Fig. 204 erleidet demnach die größte Zugspannung bei Belastung nach Fig. 204a, die kleinste Zugspannung (welche unter Umständen Druckspannung werden kann) bei Belastung nach Fig. 204b. Bei eisernen Brücken, bei welchen die veränderliche Last im Verhältnis zum Eigengewicht sehr groß zu sein pflegt, sind diese Eigenschaften von großer Wichtigkeit. Im Gebiete des Hochbauwesens kommen dieselben allenfalls nur bei Deckenträgern in betracht. In diesen Fällen muß für jeden Stab des Netzwerkes eine besondere Belastung angenommen werden. Man wird hierbei zunächst die Gesamtspannungen bei voller Belastung mit Hilfe des Kräfteplanes ermitteln und dann mit Hilfe der Momentenmethode untersuchen, inwieweit die Netzwerkstäbe bei einseitiger Belastung (links und rechts vom betreffenden Stab) stärker beansprucht werden. Zur Bestimmung der

Fig. 204a und b.



größten Spannungen des Netzwerkes gibt es auch noch andere Methoden, welche schneller zum Ziele führen; bei der großen Seltenheit, mit welcher derartige Trägerkonstruktionen bei Hochbauten auftreten, würde es jedoch zu weit führen hierauf näher einzugehen.[1])

Bei den Dächern bilden Schneelast und Winddruck die wechselnden Belastungen. Hierbei genügt es, die Untersuchung nur auf halbseitige Belastung auszudehnen. Man kann demnach mit zwei Kräfteplänen auskommen, von denen der eine für Eigengewicht, volle Schneelast und den stets einseitig wirkenden Winddruck, der andere für Eigengewicht, einseitige Schneelast und Winddruck (auf der bereits durch Schnee belasteten Dachseite) zu zeichnen ist. Für die Gurtungen liefert der erste, für die Netzstäbe teils der erste, teils der zweite Kräfteplan die ungünstigsten Spannungswerte.

Ein deutlicheres Bild von der Einwirkung der verschiedenen Belastungen erhält man jedoch, wenn man die Kräftepläne

1) für Eigengewicht und ständige Last,
2) für einseitige Schneelast,
3) für Winddruck

gesondert von einander zeichnet und die gefundenen Spannungen in einer Tabelle zusammenstellt, aus welcher leicht die kleinste und größte Spannung, welche ein Stab bei verschiedenartiger Belastung zu erleiden hat, ermittelt werden kann. Für Schneedruck ist nur der Kräfteplan bei einseitiger Belastung erforderlich, da man die Spannungen bei voller Last leicht durch Zusammenzählen der

1) Siehe hierüber: Handbuch der Architektur, Teil I, Bd. 1, Theodor Landsberg: Die Statik der Hochbaukonstruktionen, S. 349.

Spannungen zweier symmetrisch zu einander liegender Stäbe erhält.

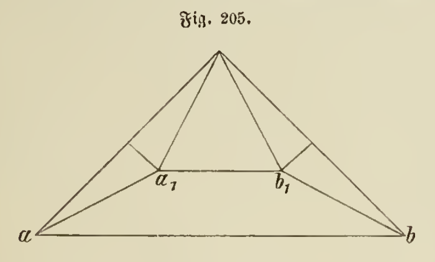
In der Regel genügt es, nur die Hälfte der Schneelast (rund 40 kg) bei einseitiger Belastung in Rechnung zu ziehen, da eine volle halbseitige Schneebelastung nicht vorkommt. Auch ist bei steilen Dächern von mehr als 50° Neigung überhaupt keine Schneelast mehr in Anrechnung zu bringen, weil von solchen Dächern der Schnee abgleitet. Dagegen wird der Einfluß des Winddrucks um so größer, je steiler das Dach. Hier hat man den Kräfteplan für Winddruck zweimal mit Rücksicht auf das feste und bewegliche Lager (vgl. S. 110) zu zeichnen. Bei flachen Dächern (mit geringerer Neigung als 1 : 3) genügt es, den Winddruck lotrecht und gleichmäßig über die Dachfläche verteilt anzunehmen. — Bei Pultdächern kann von einer Prüfung auf einseitige Belastung überhaupt Abstand genommen werden, hier ist also nur ein Kräfteplan für volle Belastung zu zeichnen.

Weiteres über Dachbinder siehe im Kap. 12, § 5.

* * *

Besitzt ein Fachwerk Stäbe, welche sich entfernen lassen, ohne daß die Standsicherheit des Systems beeinträchtigt wird (z. B. Stab a-b in Fig. 205), so nennt man ein solches Fachwerk ein zusammengesetztes Fachwerk. Da die Berechnung derartiger mit den vorbeschriebenen Methoden

Fig. 205.



nicht zu ermittelnder Systeme schwierig ist und nicht immer für die praktische Anwendung zuverlässige Ergebnisse liefert, so werden solche Anordnungen am besten ganz vermieden. Sprechen jedoch ästhetische Rücksichten für das Anbringen überzähliger Stäbe, so nehme man auf diese bei der Berechnung keine Rücksicht.

§ 5.

Bestimmung der Stabquerschnitte.

Hat man nach vorigem die in den Stäben auftretenden größten Spannungen S ermittelt, so ergibt sich der erforderliche Stabquerschnitt f[1]) bei gezogenen Stäben nach Gleichung (2), S. 27:

$$f = \frac{S}{k} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (1)$$

Hierin ist k wie bei genieteten Trägern = 900 kg f. d. qcm Querschnitt zu setzen.

Bei gedrückten Stäben ist außerdem wie bei den Säulen das Ausknicken zu berücksichtigen. Nach Gleichung (8), S. 34 muß mit Bezug hierauf bei Schmiedeeisen das erforderliche Trägheitsmoment des Querschnitts

$$J \geqq 2{,}5\, S l^2 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (2)$$

sein. S ist in Tonnen, l in m einzusetzen, um J in cm zu erhalten. Für l setze man die Stablänge, zwischen den benachbarten Knotenpunkten gemessen, ein, jedoch hat dies zur Voraussetzung, daß diese Knotenpunkte gegen seitliche Bewegung in jeder Richtung geschützt sind. In der Ebene des Fachwerkträgers selbst ist diese Sicherheit vorhanden, in einer zweiten hierauf senkrecht, oder schief stehenden Ebene nur dann, wenn der Knotenpunkt gleichzeitig das Auflager für die Lastträger bildet und die zwischen den Lastträgern gespannte Decke, oder in Ermangelung dieser eine besondere horizontale Fachwerkkonstruktion (Windverband) eine Längenverschiebung der Lastträger gegeneinander verhindert. (Vgl. Kap. 10, § 6.)

Ist dies nicht der Fall (wie z. B. bei den mittleren beiden Knotenpunkten des auf Taf. 23 dargestellten Trägers), so muß die Länge l zwischen denjenigen benachbarten Knotenpunkten gemessen werden, welche Lastpunkte sind. Es gilt dies jedoch nur von den Gurtstäben, da die Netzwerkstäbe nur in der Mitte, nicht aber an den Knotenpunkten ausknicken können.

Wenn irgend angängig, hat man daher die Auflager der Lastträger auf den Knotenpunkten der gedrückten Gurtung anzuordnen. Ist dies nicht möglich, so muß man die Gurtung entsprechend steif konstruieren, oder auch je zwei

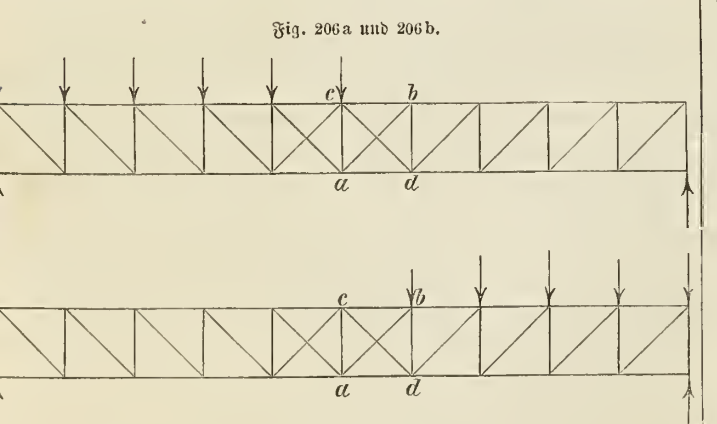
1) Wir geben hier lediglich die ältere Methode der Querschnittsbestimmung, da sich diese durch ihre Einfachheit vorteilhaft vor den neueren Formeln auszeichnet. Letztere stützen sich auf Versuche von Wöhler und Spangenberg, welche ergeben haben, daß durch Stöße, oder häufig wechselnde Beanspruchungen ein Stab leichter zerstört wird, als bei ruhender Belastung. Wenn nun auch zugegeben werden kann, daß bei eisernen Brücken, welche häufig wechselnden Spannungen unterworfen sind, die neuere Theorie einen Fortschritt gegenüber der alten bedeutet, so ist doch anderseits nicht zu verkennen, daß bei den in der Regel nur ruhenden Belastungen unterworfenen Hochbauten die alte bewährte Methode vor der neuen, erheblich umständlicheren und noch nicht genügend durch Versuche bestätigten Theorie den Vorzug verdient. Sind thatsächlich Erschütterungen durch Maschinen u. a. vorhanden, so wähle man einfach k entsprechend niedriger (700—800 kg f. d. qcm). Bei den weitgehenden Annahmen, welche ohnehin bezüglich der Belastungen und der Festigkeit des Materials gemacht werden müssen, ist dies Verfahren mindestens praktisch ausreichend.

benachbarte Fachwerkträger durch einen Querverband so kuppeln, daß ein seitliches Ausknicken verhindert wird.

Die Querschnitte des gedrückten Gurtes sind so zu wählen, daß das Trägheitsmoment bei gleichem Materialverbrauch thunlichst groß wird, oder daß bei genügendem Trägheitsmoment gegen Knicken auch die Beanspruchung f. d. qcm möglichst nahe an den Grenzwert von 900 kg herankommt.

Bei den gezogenen Stäben ist diese Rücksicht nicht maßgebend, hier können auch Querschnitte mit Flacheisen und Rundstangen gewählt werden, welche einer Beanspruchung auf Knicken gar keinen Widerstand entgegensetzen. Derartige Stäbe können dann natürlich keinen Druck aushalten. Wird daher ein Stab des Netzwerkes für gewöhnlich auf Zug, bei besonders ungünstiger einseitiger Belastung jedoch in geringem Maße auf Druck beansprucht, so muß entweder ein Querschnitt gewählt werden, welcher die erforderliche Steifigkeit gegen Knicken nach Gleichung (2) besitzt, oder es müssen, falls Rund- oder Flachstäbe verwendet werden sollen, sogenannte Gegendiagonalen angeordnet werden, welche dann in demselben Maße auf Zug beansprucht werden, in welchem die Hauptdiagonale auf Druck beansprucht würde, wenn keine Gegendiagonale vorhanden wäre. So wird in Fig. 206a bei linksseitiger Belastung die Diagonale a-b auf Zug beansprucht, während bei der in Fig. 206b gezeichneten rechtsseitigen Belastung Druck eintritt. Bei Anordnung der Gegendiagonale c-d nimmt diese die Druckspannung als Zugspannung auf, während die Diagonale a-b unbeansprucht bleibt. Umgekehrt erhält die Gegendiagonale c-d keine Spannung, wenn a-b auf Zug beansprucht wird.

Fig. 206a und 206b.



In der Regel wird der Anordnung von Gegendiagonalen der Vorzug vor steif konstruirten Diagonalen gegeben und zwar aus folgenden Gründen:

1) Nach den Wöhler'schen Versuchen wird die Festigkeit eines Stabes bei wechselnden Zug- und Druckspannungen in erheblicherem Maße beeinträchtigt, als wenn derselbe nur auf Zug beziehungsweise Druck beansprucht wird.

2) Bei gezogenen Stäben läßt sich eine volle Ausnutzung des Materiales erreichen, während bei gedrückten Stäben ein größerer Querschnitt mit Rücksicht auf Knicken erforderlich ist.

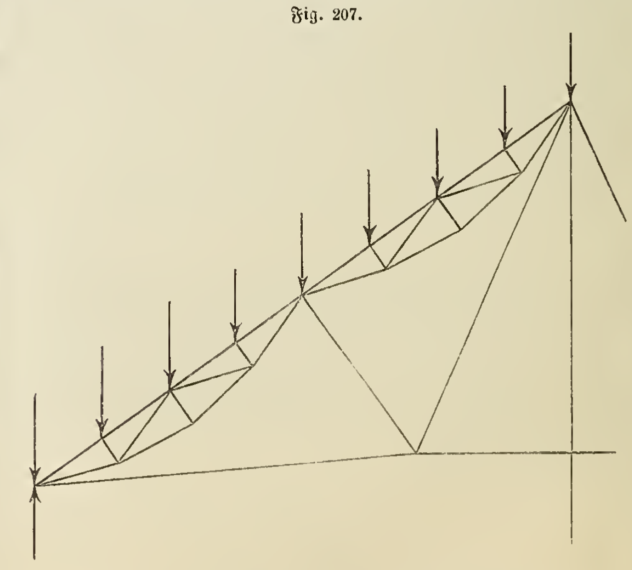
3) Die Anordnung der Anschlußniete läßt sich bei Flachstäben bequemer bewirken, während Rundstäbe den Vorteil besitzen, daß sie mit Schraubengewinde versehen und nachgezogen werden können.

Die unter 2 und 3 genannten Gründe sind unwesentlich und fallen in der Regel dem größeren Materialverbrauch für die Gegendiagonale gegenüber nicht ins Gewicht.

Der unter 1 angeführte Grund ist wohl von Wichtigkeit bei Brückenbauten, bei welchen der Spannungswechsel häufig eintritt, bei den Hochbauten dagegen, bei welchen nur in ganz seltenen Fällen eine solche Lastverschiebung stattfindet, ist die Anordnung steifer Diagonalen mindestens ganz unbedenklich. Es liegt demnach kein Grund vor, die Gegendiagonalen besonders zu bevorzugen; man wähle daher stets diejenige Anordnung, welche im einzelnen Falle am bequemsten ist und welche bei sichtbaren Konstruktionen den ästhetischen Anforderungen am meisten entspricht. —

Dienen die Fachwerkstäbe zur Unterstützung von zwischen den Knotenpunkten liegenden Lasten — ein Fall der namentlich bei Pfettendächern häufig vorkommt —, so werden diese Stäbe außer der aus dem Fachwerk herrührenden Normalspannung noch auf Biegung beansprucht. Der Stab ist dann zunächst als Träger anzusehen, welcher die Last auf die benachbarten Knotenpunkte als Stützpunkte zu übertragen hat. Ist das Moment M nach § 6, Kap. 4 bestimmt, so ergibt sich die aus der Biegung herrührende Spannung k_1 in der äußersten Faser bei vollwandigem Stabquerschnitt

Fig. 207.



$$k_1 = \frac{M}{W}.$$

Nennen wir die aus Fachwerk herrührende Spannung $k_2 = \frac{S}{f}$, so ist die Gesamtspannung

$$k = k_1 + k_2 = \frac{M}{W} + \frac{S}{f} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (3)$$

Der Querschnitt ist dann so zu wählen, daß k nahezu, aber nicht größer als 900 kg f. d. qcm wird.

Bei großen Entfernungen der Knotenpunkte kann man auch den auf Biegung beanspruchten Stab als Fachwerkträger ausbilden (Fig. 207). In diesem Falle erfolgt die Bestimmung der Fachwerkspannungen und Abmessungen dieses Nebenträgers ganz selbständig, alsdann ist die obere Gurtung so zu verstärken, daß sie im stande ist die Gesamtspannungen aus dem Haupt- und Nebenträger aufzunehmen.

* * *

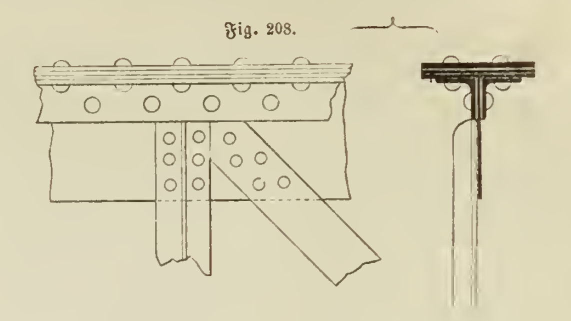
Die vorstehend angegebenen Regeln zur Bestimmung der Stabquerschnitte lassen sich bei der praktischen Ausführung nur innerhalb gewisser Grenzen anwenden. Man wird in der Regel den am meisten beanspruchten Stab der Gurtungen zuerst nach den eingangs gegebenen Gleichungen (1) und (2) thunlichst genau bestimmen. Hierbei ist jedoch schon darauf Rücksicht zu nehmen, daß die Querschnittsform den äußeren Verhältnissen sich anpaßt, daß außerdem eine Verringerung des Querschnitts in den übrigen weniger beanspruchten Gurtstäben leicht auszuführen ist, ohne daß es nötig wird in den Gurtstäben die hauptsächlichsten Teile des Querschnitts an den Knotenpunkten zu stoßen. Wird sich nun schon bei dem am meisten beanspruchten Gurtstab aus diesen Gründen ein Mehraufwand an Material nicht vermeiden lassen, so ist dies naturgemäß bei den übrigen Gurtstäben noch viel mehr der Fall. Ebenso wird man bei den Stäben des Netzwerks gewisse, durch die Nietung und andere Umstände gebotene geringste Abmessungen einhalten müssen, wenngleich rechnerisch geringere Abmessungen zulässig sein sollten. Hieraus folgt, daß es zwecklos ist, sich bei der Querschnittsbestimmung zu sehr auf Einzelheiten einzulassen. Namentlich genügt in der Regel eine überschlägliche Berechnung des Trägheitsmoments, indem man unbequeme Teile des Querschnitts vernachlässigt, dafür den Nietabzug außer acht läßt und nur darauf sieht, daß ein gewisser Überschuß gegenüber dem theoretisch erforderlichen Trägheitsmoment vorhanden ist.

§ 6.

Form und Verbindung der Fachwerkstäbe.

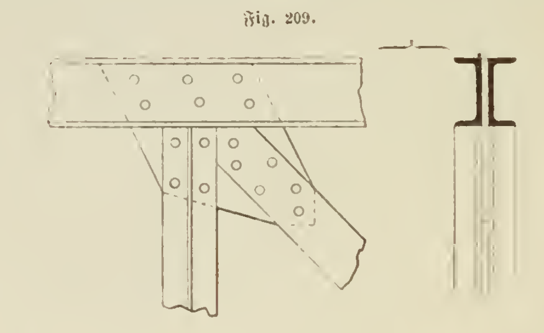
Bei den älteren Konstruktionen wurden die Gurtungen der Fachwerkträger mit durchlaufenden Stehblechen (Fig. 208) versehen, welche eine solche Höhe außerhalb der übrigen Bestandteile der Gurtungen besaßen, daß die nötigen Niete für die Anschlußstäbe untergebracht werden konnten.

Fig. 208.



Bei den Gitterträgern, bei welchen die Entfernung der Knotenpunkte gering war und 1—2 Niete zum Anschluß der Stäbe genügten, war diese Konstruktion brauchbar; bei dem reinen Fachwerk dagegen, bei welchem die Entfernung der Knotenpunkte verhältnismäßig groß und die Anschlußniete zahlreich sind, erweist sich das Stehblech als unzweckmäßig. Man ordnet daher hier besser in den einzelnen Knotenpunkten Bleche, die sogenannten Knotenplatten an, welche nur gerade so groß sind, daß sie die erforderliche Zahl der Anschlußniete aufnehmen können (Fig. 209).

Fig. 209.



Je nachdem man nun in jeder Gurtung 1 oder 2 Steh- beziehungsweise Knotenbleche anordnet, erhält man ebenso wie bei den genieteten Trägern die einfache oder die Kastenform. Letztere ist bei solchen Trägern anzuwenden, welche im Verhältnis zur Spannweite und den Lasten eine geringe Höhe haben, außerdem bei Trägern, welche an sich eine hohe Seitensteifigkeit besitzen sollen. Die einfache Trägerform zeigen die auf Taf. 25 und 26, die Kastenform die auf Taf. 23 und 24 dargestellten Fachwerke.

Die Knotenplatten sind selbstredend stets so anzuordnen, daß ihre Schwerlinie mit der Kraftebene zusammenfällt, die Stäbe haben sich dann symmetrisch an dieselben anzuschließen.

* * *

Wir betrachten nunmehr die einzelnen Trägerteile:

a. Gezogene Gurtstäbe.

Bei kurzen Entfernungen der Knotenpunkte (etwa bis zu 3 m) und nicht sehr großen Beanspruchungen sind zwei Flachstäbe, welche beiderseits an die Knotenplatten anschließen, am zweckmäßigsten. Bei der Querschnittsberechnung ist jedoch das Loch des Anschlußnietes in Abzug zu bringen (vgl. Kap. 3, S. 43). Bei größeren Entfernungen der Knotenpunkte, wie sie vielfach bei Dachbindern vorkommen, sind die Flacheisen nicht mehr geeignet, weil es nicht möglich ist, dieselben in der richtigen Spannung einzunieten und gleichmäßig zum Tragen zu bringen. Auch bei großen Beanspruchungen empfiehlt sich die Verwendung von Flacheisen nicht mehr, da die einzelnen Stäbe dann sehr breit werden müssen, während mit Rücksicht auf gleichmäßige Kraftverteilung eine möglichst enge Gruppirung des Querschnitts um die Schwerlinie angestrebt werden muß. In letzterer Beziehung würde sich Rundeisen am besten für die gezogenen Stäbe eignen, wenn dem nicht der Mangel genügender Steifigkeit, und die umständlichere Befestigung an den Knotenplatten entgegenstünde. Der erstgenannte Nachteil läßt sich durch Anbringung einer der im Kap. 3, S. 48 und 51 beschriebenen Nachschraubvorrichtungen beseitigen, während der letzte Übelstand um so gegenstandsloser wird, je länger der Stab und je geringer die Anzahl der Knotenpunkte ist. Es eignen sich daher Rundstangen mit Nachschraubvorrichtungen für alle gezogenen Stäbe größerer Länge, etwa von 10 m an. Bei Bemessung des Querschnitts ist hierbei auf die Schwächung durch das Schraubengewinde Rücksicht zu nehmen. (Vgl. hierüber S. 48.) In allen Fällen, in welchen Flacheisen und Rundstangen nach dem vorhergehenden nicht wohl anwendbar sind, wählt man einen der für die gedrückte Gurtung passenden Querschnitte.

b. Gedrückte Gurtstäbe.

Hier ist sowohl auf die Beanspruchung des Querschnitts bei gleichmäßiger Druckverteilung, als auf genügende Steifigkeit gegen Knicken Rücksicht zu nehmen. In beiden Fällen empfiehlt es sich, die Nietlöcher nicht mit in Rechnung zu ziehen. Zwar wird vielfach bei der Berechnung auf Druck das Nietloch nicht abgezogen in der Annahme, daß der Nietbolzen das Loch vollständig dicht ausfüllt. Es erfordert dies jedoch eine ungemein sorgfältige Kontrolle der Ausführung, auch trifft die Annahme nicht mehr zu, wenn aus irgend einem Grunde statt der Niete Schrauben zur Anwendung kommen. Es kann daher nur empfohlen werden, die Nietlöcher bei den gedrückten Stäben ebensowohl, wie bei den gezogenen in Abzug zu bringen.

Für geringere Beanspruchungen eignen sich die in Fig. 210, für größere Beanspruchungen die in Fig. 211 dargestellten Querschnitte.

Da die Beanspruchungen in den einzelnen Feldern verschieden sind, so ist es wesentlich, die Querschnitte durch aufgelegte Platten verstärken zu können. In welcher Weise dies möglich ist, zeigen die in den Fig. 210 und 211 schraf-

Fig. 210.

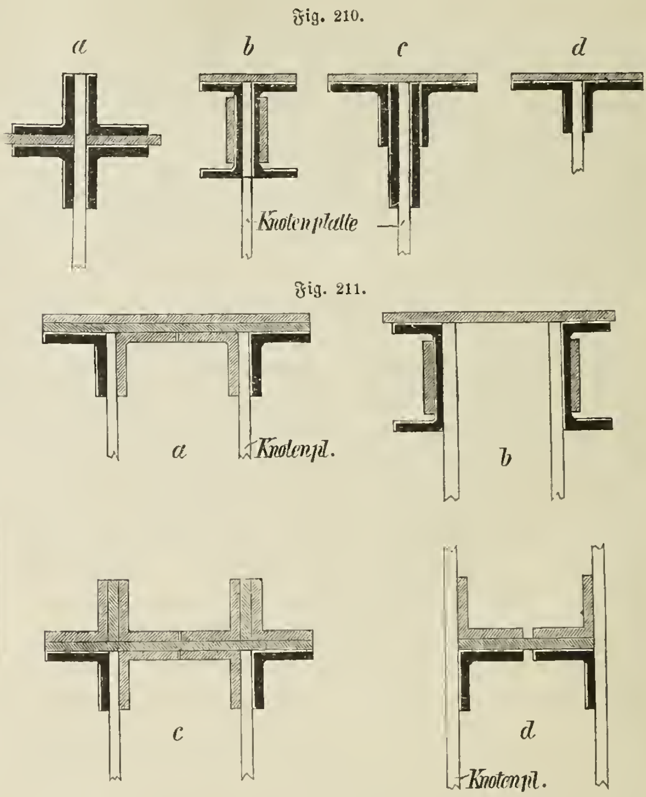
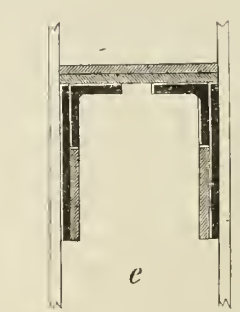


Fig. 211.



firten Teile. Hierbei ist, um exzentrische Wirkungen zu vermeiden, darauf zu achten, daß der Schwerpunkt des verstärkten Querschnitts thunlichst mit dem des unverstärkten Querschnitts zusammenfällt. Damit ferner das Trägheitsmoment des vollen Querschnitts gegen Ausknicken in Rechnung gezogen werden kann, ist es notwendig, bei den Querschnitten nach Fig. 210 in Abständen von etwa 60 bis 80 cm die zwischen den Knotenblechen vorhandenen Lücken durch Futterbleche zu schließen. Außerdem müssen die Stehbleche der kastenförmigen Gurte durch, in etwa 80—100 cm Entfernung anzubringende, Verbindungsstege vor Ausbeulungen geschützt werden. (Siehe Taf. 24, Fig. 1.) Bei den Querschnitten der Fig. 211 d und e liegen die Knotenbleche außerhalb der Gurtung. Eine solche Anordnung ermöglicht den Anschluß der Lastträger an die Knotenplatte in beliebiger Höhenlage. (Vgl. Taf. 23 und 24.)

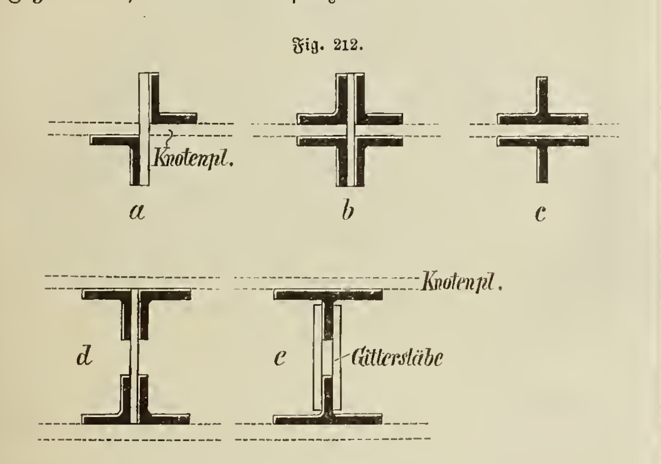
c. Gezogene Netzwerkstäbe.

Hier sind fast ausnahmslos Flacheisen in Anwendung, da weder die Länge der Stäbe, noch die Beanspruchung sehr groß zu sein pflegt. In Ausnahmefällen ist das unter a gesagte auch hier maßgebend. Bei Gegendiagonalen kann man, um eine Durchschneidung im Kreuzungspunkt zu vermeiden, ausnahmsweise von der zentrischen Anordnung absehen und sich mit einseitigem Anschluß an das Knotenblech begnügen. Andernfalls bewirke man die Kreuzung nach den im 3. Kap., § 5 b gegebenen Regeln und den Darstellungen auf Taf. 1, Fig. 4 und 5.

d. Gedrückte Netzwerkstäbe.

In der Regel genügen die Querschnitte Fig. 212 a und c, bei besonders hohen Beanspruchungen sind Querschnitte nach Fig. 212 b, d und e am Platze.

Fig. 212.



e. Die Knotenplatten.

Die Stärke der Knotenplatten wähle man gleich $^3/_4$ des Nietdurchmessers, oder wenn letzterer $= 2\,\delta$, gleich dem $1^1/_2$-fachen der größten Blechstärke der Netzwerkstäbe. (Vgl. S. 41.) Die Zahl und Anordnung der Niete folgt aus den im 3. Kap., § 6 b gegebenen Regeln. Falls die Gurtungen an dem Knotenblech ungestoßen durchlaufen, wird die Verbindung zwischen Gurtung und Knotenblech mit der Summe der Nietzahl bewirkt, welche für den Anschluß der Stäbe des Netzwerkes notwendig sind. Ist die Gurtung auf der Platte gestoßen, so ist die Nietzahl für jeden Gurtstab in derselben Weise zu ermitteln wie für die Netzwerkstäbe. Die Entfernung der Stöße ergibt sich aus der Walzlänge der Profileisen. (Vgl. Kap. 1, S. 6.) Ist die Gurtungslinie im Knotenpunkt geknickt (Taf. 24, Fig. 1), so sind die parallel zu den Knotenpunkten laufenden Flacheisen der Gurtungen stets zu stoßen, während die Winkel und, soweit möglich, auch die ⊏-Eisen dem Knick entsprechend gebogen werden. Man kann hierbei Winkeleisen und die kleineren ⊏-Profile warm bis zu einem Winkel von etwa 135° biegen, während die größeren ⊏-Eisen in der Ebene des Steges nur bis etwa zu 174°, in der dazu senkrechten Ebene bis 160° aufgebogen werden sollten. Zur Deckung des Flacheisenstoßes genügt in der Regel die Knotenplatte, doch ist es besser eine Decklasche aufzulegen.

Die Winkel- und ⊏-Eisen kann man auch zwischen zwei Knotenpunkten stoßen, in welchem Falle nach den S. 45 gegebenen Regeln zu verfahren ist. Werden diese Eisen jedoch im Knotenpunkt gestoßen, so genügt eine Decklasche auf den horizontalen Schenkeln, während der Stoß im vertikalen Schenkel genügend durch die Knotenplatte selbst gedeckt wird.

f. Nietung.

Man wähle den Nietdurchmesser d gleich dem Doppelten der mittleren Blechstärke. Da die Gurtungen vielfach größere Stärken haben, als das Netzwerk, so wird man zweckmäßig zwei Nietstärken festsetzen. Mehr als zwei verschiedene Nietstärken bei einer Konstruktion zu verwenden, empfiehlt sich nicht wegen der erschwerten Kontrolle. Die Schenkelbreiten (außen gemessen) der zu verwendenden Profileisen müssen mindestens $= 2\,d + 0{,}5$ (cm) betragen. Die Nietteilung mache man an den Knotenplatten $= 3^1/_2\,d$, zwischen den Knotenplatten in den gedrückten Stäben $= 6\,d$. In den gezogenen Stäben würden mit Rücksicht auf Festigkeit überhaupt keine Niete zwischen den Knotenpunkten erforderlich sein. Man bringt jedoch hier behufs leichterer Handhabung bei dem Zusammenbauen und zur Dichtung der Fugen gegen Rostbildung eine beliebige Zahl von Heftnieten an. Die Niete sind thunlichst zu versetzen, damit die Querschnittsschwächung möglichst gering ausfällt, doch müssen die versetzten Niete mindestens um $2^1/_2\,d$ voneinander abstehen. Im übrigen beachte man die über Nietungen im 3. Kapitel gegebenen Regeln.

§ 7.

Kipp- und Rollenlager.

Die im 4. Kap., § 9 beschriebenen Lager sind auch bei den Fachwerkträgern anzuwenden, wenn der Auflagerdruck nicht mehr, als etwa 20 Tonnen beträgt. Wird dieser Druck jedoch größer, so eignen sich die einfachen Platten- und Gleitlager nicht mehr, da sich alsdann zu große Plattenstärken ergeben und die Reibung am Gleitlager so bedeutend wird, daß schädliche Beanspruchungen des Fachwerkträgers, oder des Mauerwerks entstehen können. In diesen Fällen verwendet man zu den festen Auflagern die sogenannten Kipplager, zu den beweglichen Auflagern die Rollenlager. Die Rollenlager können auch in Verbindung

mit festen Gleitlagern bereits bei geringeren Lagerdrücken Anwendung finden, wenn unter allen Umständen eine Schubwirkung auf das Mauerwerk infolge der im Gleitlager auftretenden Reibung vermieden werden soll.

a. Kipplager.

Bei diesem Lager ruht der Träger auf einer Stahlwalze, welche sich zwischen zwei gußeisernen Lagerkörpern befindet und deren seitliche Bewegung durch an die Walze angegossene Spurkränze (Fig. 213) oder durch Führungsleisten der Lagerkörper (Fig. 215) verhindert wird. Der obere Lagerkörper wird mit dem Träger verschraubt, während

Fig. 213a.

Fig. 213b.

der untere Lagerkörper die eigentliche Lagerplatte vorstellt. Die Abmessungen der einzelnen Teile des Lagers sind von der Größe des Auflagerdruckes und von der Widerstandsfähigkeit der Unterlage abhängig. Hierbei kommen die bei den Lagerplatten der Träger S. 72 und den Säulenfüßen S. 96 als maßgebend angeführten Grundsätze gleichfalls in Anwendung. Wir geben nachfolgend die nach der Theorie und nach praktischen Erfahrungen zweckmäßig einzuhaltenden Abmessungen.

Zwischen den unteren Flanschen des Trägers (gewöhnlich Winkeleisen) und der oberen gußeisernen Lagerplatte ordne man zur Verteilung des Druckes eine 2 cm starke schmiedeeiserne Platte an, welche mit dem Trägerflansch mittels versenkter Niete verbunden wird.

Die Breite b der oberen Lagerplatte und der Walze mache man bei kastenförmigem Gurtquerschnitt gleich der Breite des unteren Trägerflansches, bei einfachem Gurtquerschnitt etwa 10 cm breiter als diesen.

Den Durchmesser der Stahlwalze bestimme man aus:

$$d = \frac{6P}{b} \left(\begin{array}{c} P = \text{Auflagerdruck in Tonnen,} \\ b \text{ und } d \text{ in cm} \end{array} \right) \quad . \quad . \quad (4)$$

Man wähle jedoch d nicht unter 7 cm.

Länge l der oberen Lagerplatte = d + 30 cm . (5)
Stärke $\delta = \delta_2$ " " = 4—5 cm
Höhe h " " = d
Entfernung a der Rippen " = höchstens 20 cm
Breite t " " " = a/2

Durchmesser der vier Verbindungsschrauben zwischen dem oberen Lagerkörper und dem Trägerflansch = 2,5 cm.

Die Grundfläche f der unteren Lagerplatte ergibt sich

bei Granit . . . . . $= \dfrac{P}{30}$ qcm, wenn P der Auflagerdruck in kg (6)

bei Klinkermauerwerk $= \dfrac{P}{15}$ (7)

Man wähle die Breite b_1 zwischen b und b + 8 cm bei Granit, zwischen b und b + 11 cm bei Klinkermauerwerk. Dann folgt die Länge der unteren Lagerplatte aus:

$$l_1 = \frac{f}{b_1} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (8)$$

Stärke δ_1 der unteren Lagerplatte = 5 cm
Entfernung a_1 der Rippen
höchstens 20 cm bei Granit
" 30 cm bei Klinkerm.
Breite t_1 der Rippen = $a/2$
Höhe h_1 zwischen Lagerfläche und Zapfen:

$$h_1 = \begin{cases} 0{,}3\, l_1 \text{ bei Granit} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . & (9) \\ 0{,}2\, l_1 \text{ bei Klinkerm.} \quad . \quad . \quad . \quad . & (10) \end{cases}$$

Eine Verankerung der unteren Lagerplatte mit dem Mauerwerk ist überflüssig, eine Verschiebung der Lagerplatte wird wirksamer durch eine oder mehrere angegossene Rippen, welche in den Stein eingelassen werden, verhindert.

b. Rollenlager.

Hierbei wird ein Kipplager durch zwei oder mehrere gekuppelte Rollen unterstützt, welche sich auf einer Lagerplatte innerhalb gewisser Grenzen in der Längsrichtung des Trägers bewegen können. Eine seitliche Verschiebung der Rollen wird durch an die Rollen angegossene Spurkränze (Fig. 214), oder durch seitlich an die Lagerplatte angegossene Leisten (Fig. 215) verhindert. Die Rollen werden wie die Kippwalzen aus Stahl gefertigt. Ist n die An-

zahl, d_1 der Durchmesser, b die Länge der Rollen in cm, P der Auflagerdruck in Tonnen, so erhält man praktisch brauchbare Werte aus:

$$n\, b\, d_1 = 35\, P \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (11)$$

Man wähle hierbei d_1 zwischen 10 und 14 cm (bei kleinerem Durchmesser wird die Reibung zu groß), b gleich der Breite der Kipplagerwalze.

Fig. 214 a.

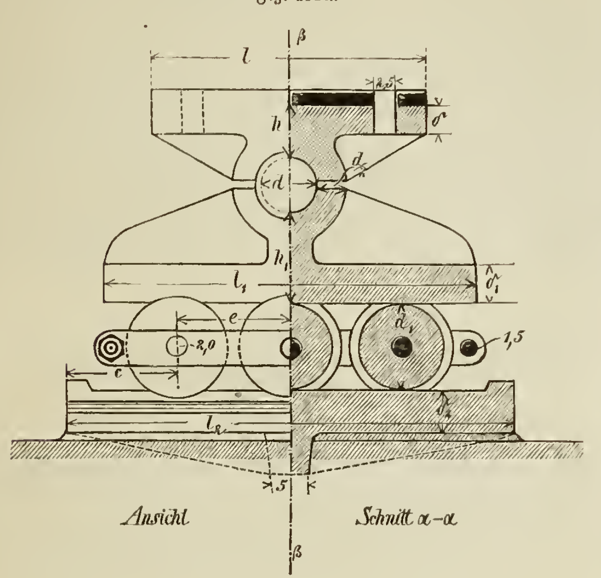
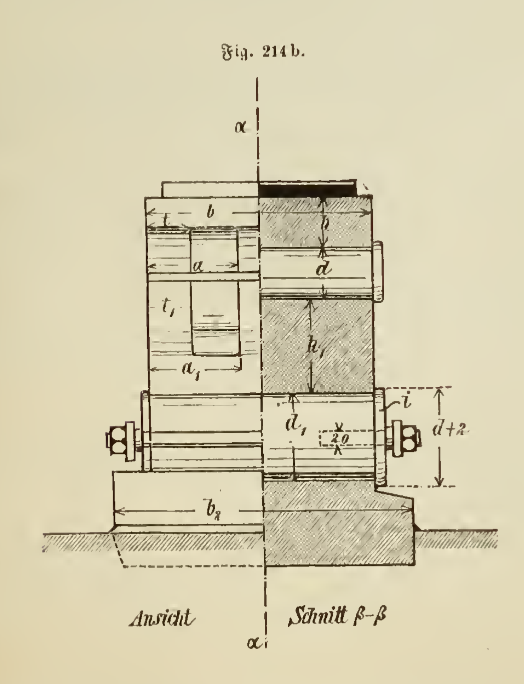


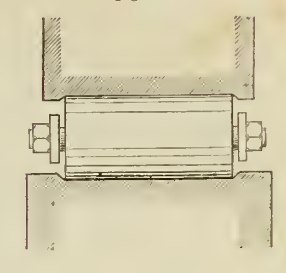
Fig. 214 b.



Die Abmessungen der oberen Kipplagerplatte werden ebenso, wie bei dem festen Lager bestimmt. Die Abmessungen der unteren Platte des Kipplagers (über den Rollen) sind folgendermaßen zu wählen:

Ist e die Entfernung der Rollen von einander, so ist die Plattenlänge

Fig. 215.



$$l_1\,(\text{cm}) = n\,.\,e + 4$$

zu wählen.

e ist $= d_1 + 3$ cm zu bemessen, mithin

$$l_1 = n\,(d_1 + 3) + 4 \quad . \quad (12)$$

Die Stärke h_1 ergibt sich, wenn man den Auflagerdruck auf die untere Fläche gleichmäßig verteilt annimmt, zu:

$$h_1 = 1{,}7 \sqrt{\frac{P\, l_1}{b}} \quad P \text{ in t, } l_1 \text{ und } b = \text{cm} \quad . \quad . \quad (13)$$

Die übrigen Abmessungen der unteren Platte sind dieselben, wie die der oberen Platte.

Die Breite b_2 der Fußplatte ist $= b + 10$ cm zu wählen, die Länge l_2 mache man mindestens

$$l_2 = l_1 + 10\,\text{cm} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (14)$$

Außerdem muß sein

$$l_2\,.\,b_2 \geqq \frac{P}{k},$$

worin k bei Granit = 30, bei Klinkern = 15 kg, P in kg einzusetzen ist.

Hieraus folgt unter Beibehaltung des Wertes von b_2

$$l_2 = \frac{P}{k\,.\,b_2} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (15)$$

Der größere Wert von l_2 ist zu wählen.

Die Stärke δ_2 der Fußplatte ergibt sich aus:

$$\delta_2 = 0{,}11\, c \sqrt{\frac{P}{b_2\,.\,l_2}} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (16)$$

Hierin ist P in kg, b_2, h_2 und c in cm einzusetzen. c = Abstand des Plattenendes von Mitte der nächsten Rolle (Fig. 214 a)

$$= \frac{l_2 - (n-1)\overbrace{(d_1 + 3)}^{e}}{2}.$$

Beispiel. Der Auflagerdruck P betrage = 30 Tonnen, die Breite des Trägerflansches = 30 cm.

a. Festes Lager.

Walze und obere Platte:

$$b = 30,\; d = \frac{6\,.\,30}{30} = 6 \text{ cm, nach Gleichung (4),}$$

dafür 7 cm.

$l = d + 30 = 37$ cm, nach Gleichung (5)

$\delta = 4$ cm, $h = 7$ cm, $a = 12$ cm, $t = 6$ cm.

Untere Platte bei Granitunterlage:

$b_1 = b = 30\,\text{cm},\ f = \frac{30\,000}{30} = 1000$, n. Gleichung (6)

$l_1 = \frac{1000}{30} =$ rund 34 cm, nach Gleichung (8)

$\delta_1 = 5\,\text{cm},\ a_1 = 12\,\text{cm},\ t_1 = 6\,\text{cm}$

$h_1 = 0{,}3 \cdot l_1 = 0{,}3 \cdot 34 = 10{,}2$, rund 11 cm, n. Gleichung (9).

Untere Platte bei Klinkerunterlage:

$b_1 = b + 10 = 40\,\text{cm},\ f = \frac{30\,000}{15} = 2000$

$l_1 = \frac{2000}{40} = 50\,\text{cm}$

$\delta_1 = 5\,\text{cm},\ a_1 = 12\,\text{cm},\ t_1 = 6\,\text{cm}$

$h_1 = 0{,}2 \cdot l_1 = 10\,\text{cm}.$

b. Bewegliches Lager.

Walze und obere Platte wie beim festen Lager.

Rollen: Für $n = 3$ und $b = 30$ cm wird nach Gleichung (11)

$$3 \cdot 30 \cdot d_1 = 35 \cdot 30.$$

Hieraus $d_1 = 11{,}6$, dafür 12 cm.

Untere Kipplagerplatte:

$l_1 = 3\,(12 + 3) + 4 = 49$ cm, dafür 50 cm (Gleichung (12))

$$h_1 = 1{,}7 \sqrt{\frac{30 \cdot 49}{30}} = 12\,\text{cm, nach Gleichung (13).}$$

Fußplatte:

$b_2 = 30 + 10 = 40\,\text{cm}$

$l_2 = 50 + 10 = 60\,\text{cm}$, nach Gleichung (14)

$l_2 = \frac{30\,000}{30 \cdot 40} = 25$ cm bei Granit; $l_2 = \frac{30\,000}{15 \cdot 40} = 50$ cm bei Klinkern — n. Gleichung (15)

mithin ist Klinkerunterlage genügend und $l_2 = 60$ cm zu wählen.

$$\delta_2 = 0{,}11\, c \sqrt{\frac{30\,000}{40 \cdot 60}},\ \text{nach Gleichung (16)}$$

$$c = \frac{l_2 - (n-1)(d_1 + 3)}{2} = \frac{60 - 2 \cdot 15}{2} = 15$$

$$\delta_2 = 0{,}11 \cdot 15 \sqrt{\frac{30\,000}{40 \cdot 60}} = 5{,}84,\ \text{dafür 6 cm.}$$

Auf Taf. 24, Fig. 2 ist ein bewegliches Lager mit zwei Rollen dargestellt, bei welchem an Stelle des Kipplagers ein Gleitlager angeordnet ist. Die Breite der Gleitlagerplatte ist $= t + 10$ cm (t = Breite des Trägerflansches) zu bemessen, die Stärke ergibt sich aus Gleichung (38), S. 73, wenn für l die Entfernung der Rollenmitten eingesetzt wird. Ein derartiges Lager ist einfacher und erfüllt dieselben Zwecke, wie das Kipplager, wenn die Oberfläche der Gleitlagerplatte stark nach oben gekrümmt ist und die Befestigungsschrauben zwischen oberer Lagerplatte und dem Träger eine genügende wälzende Bewegung zulassen. Nur in diesem Falle ist nämlich eine gleichmäßige Beanspruchung der Rollen zu erwarten.

Man kann das bewegliche Lager noch weiter vereinfachen, wenn nur eine Rolle angewendet wird, welche gleichzeitig Rollen- und Kipplager in sich vereinigt. Ein derartiges Lager zeigt Fig. 1, Taf. 32. Die Anwendung empfiehlt sich nur bei nicht sehr großen Lagerdrucken, bei welchen die Unterstützung so wenig seitliche Widerstandsfähigkeit besitzt, daß der beim Gleitlager durch Reibung auftretende Schub vermieden werden muß. Die Stärke der Lagerplatte ist hierbei in gleicher Weise wie bei dem Gleitlager zu bemessen. Die Dicke der Rolle folgt aus Gleichung (11).

§ 8.

Zahlenbeispiele für die statische Berechnung der Fachwerkträger.

Erstes Beispiel.

Berechnung des auf Taf. 23 und 24 dargestellten Fachwerkträgers.

Der Träger hat die Decke und das Dach zu tragen.

a. Belastungsannahmen.

Eigengewicht.

Gewicht der mit rheinischen Schwemmsteinen gewölbten Decke einschließlich Deckenträgern = 100 kg f. d. qm Decke.

Gewicht des mittleren Oberlichtes in der Decke = 30 kg f. d. qm Decke.

Gewicht des Holzzementdaches einschließlich Pfetten und Sparren = 220 kg f. d. qm Grundfläche.

Gewicht des zeltdachförmigen Oberlichts = 60 kg f. d. qm Grundfläche.

Gewicht des Binders im ganzen = 4000 kg, für den Knotenpunkt $= \frac{4000}{16} = 250$ kg.

Zufällige Last.

Belastung des Daches durch Schnee = 75 kg f. d. qm Grundfläche.

Belastung des Daches durch Wind $= 120 \cdot \sin(\alpha + 10) = 120 \cdot 0{,}22 = 27$ kg f. d. qm Dachfläche senkrecht zur letzteren. — Der Einfachheit halber wird der Winddruck lotrecht zur Dachfläche angenommen, ebenso wird auf die steilere Form der zeltdachförmigen Oberlichter keine Rücksicht genommen, vielmehr Wind- und Schneelast gleichmäßig über der ganzen Dachfläche verteilt gerechnet. Diese Annahme ist zulässig, da der Winddruck im Verhältnis zum Eigengewicht sehr gering ist und der Minderbetrag des Windes über den Oberlichtern durch den Mehrbetrag der Schneelast, welche bei

der Steilheit der Oberlichter außer acht bleiben könnte, ausgeglichen wird. —

Belastung der Decke (mit Ausnahme des inneren Oberlichtes) durch Arbeiter = 50 kg f. d. qm.

Demnach ergeben sich bei der Binderentfernung von 8 m für die einzelnen Knotenpunkte die aus nachstehender Tabelle ersichtlichen Belastungen:

Lastanteil aus:	Knotenpunkt 1	2	3	4	5	6	7	Summen
Eigengewicht der Decke . . . . kg	—	—	—	1520	1500	750	—	3770
„ des mittleren Oberlichtes . .	—	—	—	—	—	670	—	670
„ des Daches	4400	2380	—	—	—	—	—	6780
„ des äußeren Oberlichtes . .	—	1890	—	—	—	—	—	1890
„ des Binders	250	250	250	250	250	250	250	1750
Summe der ständigen Last	4650	4520	250	1770	1750	1670	250	14 860
Belastung durch Schnee	1500	3180	—	—	—	—	—	4680
„ „ Wind	540	1140	—	—	—	—	—	1680
„ „ Arbeiter	—	—	—	760	750	380	—	1890
Summe der zufälligen Last	2040	4320	—	760	750	380	—	8250
Gesamtlast	6690	8840	250	2530	2500	2050	250	23 110

Die Lasten des Knotenpunktes 0 bringen, da sie lotrecht gerichtet sind, keine Einwirkung auf den Träger hervor und sind daher außer acht zu lassen. Die volle Belastung zeigt umstehende Fig. 216, die einseitige Belastung Fig. 217.

b. Ermittelung der Stützendrucke.

Bei voller Belastung sind die Stützendrucke gleich groß, demnach:

$$A = B = 23\,110 \text{ kg}.$$

Bei einseitiger Belastung erhalten wir aus der Momentengleichung für Drehpunkt B

$$A = \frac{6690 \cdot 14{,}92 + 8840 \cdot 12{,}22 + 250 \cdot 9{,}89 + 2530 \cdot 15{,}25 + 2500 \cdot 13{,}40 + 2050 \cdot 11{,}52 + 250 \cdot 9{,}66 + 250 \cdot 7{,}56 + 1670 \cdot 5{,}70 + 1750 \cdot 3{,}82 + 1770 \cdot 1{,}97 + 4650 \cdot 2{,}3 + 4520 \cdot 5{,}0 + 250 \cdot 7{,}33}{17{,}22 \text{ (ganze Spannweite)}}$$

Hieraus $A = 21\,200$

$$B = 23\,110 + 14\,860 - 21\,200 = 16\,770.$$

c. Spannungen der Gurtungen (nach Ritters Methode).

Die größten Gurtspannungen entstehen nur bei voller Belastung.

Stab 0-1.

Wir trennen den Knotenpunkt 0 mittels des Schnittes α-α ab (Fig. 216), dann wirken auf den abgetrennten Teil die Auflagerkraft A und die unbekannten Stabkräfte 0-1 und 0-4. Momentengleichung auf Drehpunkt 4

$$+ 23\,110 \cdot 1{,}97 + (0\text{-}1)\,1{,}04 + (0\text{-}4)\,0 = 0.$$

(Beide Momente von A und 0-1 drehen nach rechts um Punkt 4, werden mithin mit + angesetzt.)

Hieraus

$$(0\text{-}1) = -\frac{23\,110 \cdot 1{,}97}{1{,}04} = -43\,800 \text{ kg, also Druck.}$$

Stab 0-4, Drehpunkt 1.

$$23\,110 \cdot 2{,}3 - (0\text{-}4)\,1{,}71 = 0,$$

da das Moment von A nach rechts, das Moment von 0-4 nach links um Punkt 1 dreht. Demnach

$$(0\text{-}4) = \frac{23\,110 \cdot 2{,}3}{1{,}71} = +31\,200 \text{ kg, also Zug.}$$

Stab 6-7, Schnitt δ-δ. Drehpunkt 3 (links).

$$+23\,110 \cdot 7{,}33 - 6690 \cdot 5{,}03 - 8840 \cdot 2{,}33 - 2530 \cdot 5{,}36 - 2500 \cdot 3{,}51 - 2050 \cdot 1{,}63 - (6\text{-}7)\,1{,}26 = 0$$

Spannung (6-7) = + 71000, also Zug.

Stab 3-3, Schnitt β-β. Drehpunkt 7 (rechts).

Die eine der beiden Gegendiagonalen hat man sich wegzudenken.

$$+ 23\,110 \cdot 9{,}43 - 6690 \cdot 7{,}13 - 8840 \cdot 4{,}43 - 250 \cdot 2{,}10 - 2530 \cdot 7{,}46 - 2500 \cdot 5{,}61 - 2050 \cdot 3{,}73 - 250 \cdot 1{,}87 + (3\text{-}3)\,1{,}25 = 0.$$

Hieraus Spannung (3-3) = — 71 600 kg, also Druck.

Stab 7-7, Drehpunkt 3 (links).

$$+23\,110 \cdot 7{,}33 - 6690 \cdot 5{,}03 - 8840 \cdot 2{,}33 - 2530 \cdot 5{,}36 - 2500 \cdot 3{,}51 - 2050 \cdot 1{,}63 + 250 \cdot 0{,}23 - (7\text{-}7)\,1{,}25 = 0.$$

Spannung (7-7) = + 71600, also Zug.

Die Druckspannung des Stabes 3-3 muß gleich der Zugspannung des Stabes 7-7 sein, da die Spannung der Diagonalen des Mittelfeldes bei gleichmäßiger Belastung 0 ist und demnach die Spannungen (3-3) und (7-7) die einzigen an dem System wirkenden Horizontalkräfte darstellen. —

In gleicher Weise bestimmen sich die Spannungen der übrigen Gurtstäbe.

d. Spannungen des Netzwerkes.

Die Spannung eines Stabes erreicht dann den größten Wert, wenn nur der auf der einen Seite des Netzstabes belegene Trägerteil belastet wird, während der andere unbelastet bleibt. Es würde dies für jeden Netzstab eine andere Belastung und damit eine neue Berechnung der Auflagerdrucke bedingen. Im vorliegenden und ähnlichen Beispielen genügt es jedoch, wenn für alle Netzstäbe die ganze eine Trägerhälfte belastet, die andere unbelastet angenommen wird. Man hat dann die Spannung des Netzstabes zu ermitteln:

a) für volle Belastung,
b) für linksseitige Halbbelastung,
c) für rechtsseitige "

und der Querschnittsberechnung den ungünstigsten Wert zu Grunde zu legen.

Stab 1-4, Schnitt γ-γ (Fig. 217), Drehpunkt x.

a) für volle Belastung:

$$+ 23110 \,.\, 0{,}23 - (1\text{-}4)\; 1{,}65 = 0$$

Spannung (1-4) = + 3200 kg (Zug).

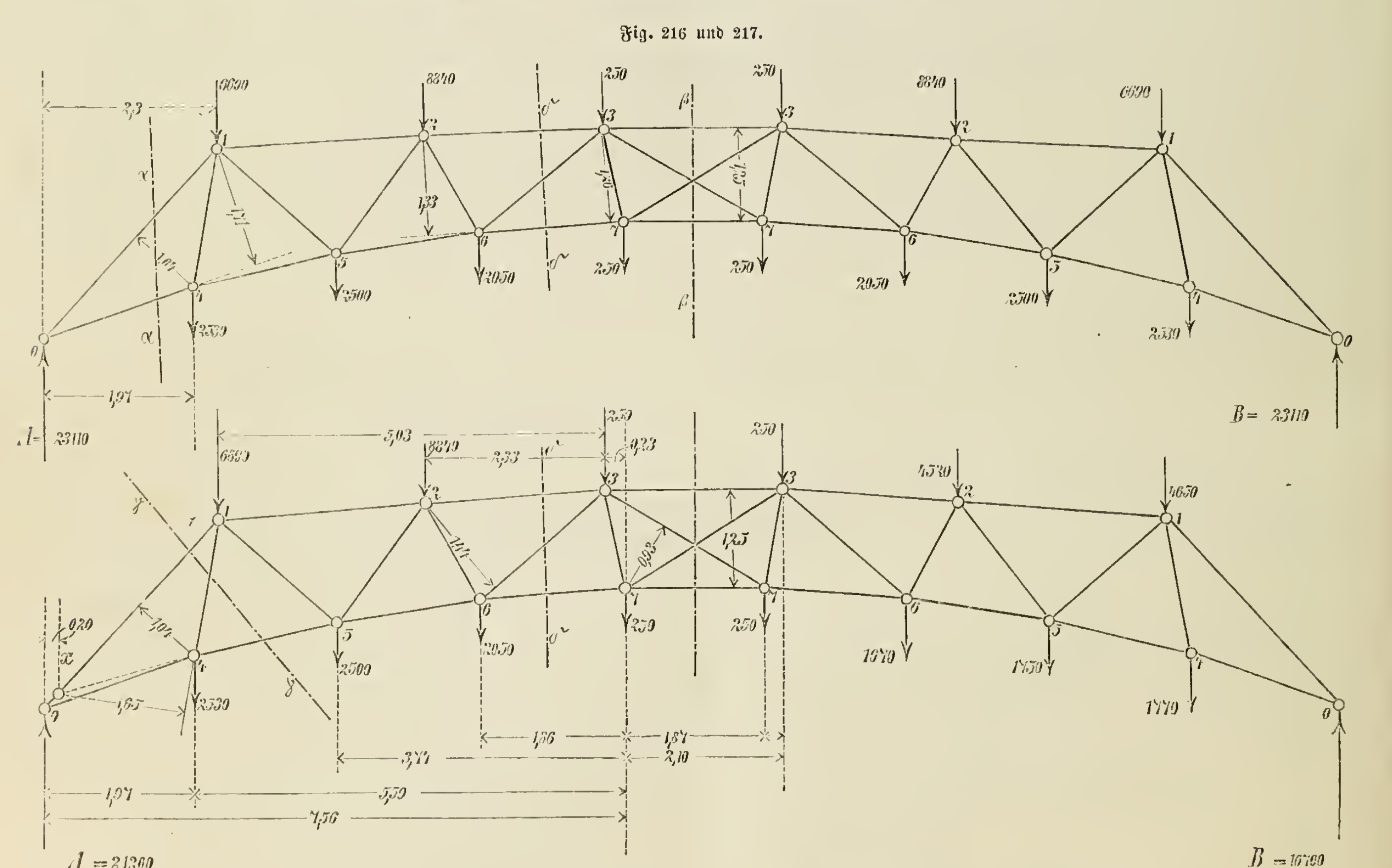
b) für linksseitige Belastung:

In diesem Falle ist wie oben berechnet A = 21 200, mithin:

$$+ 21\,200 \,.\, 0{,}20 - (1\text{-}4)\; 1{,}65 = 0$$

Spannung (1-4) = + 2570 kg (Zug).

Fig. 216 und 217.



c) für rechtsseitige Belastung:

A = 16 770, mithin $+ 16\,770 \,.\, 0{,}20 - (1\text{-}4)\; 1{,}65 = 0$

Spannung (1-4) = + 2030 kg (Zug).

Der Querschnitt ist somit nach der bei voller Belastung eintretenden größten Zugspannung = 3200 kg zu bestimmen.

Stab 3-7 (Diagonale), Schnitt β-β.

Die Gurtungen laufen hier parallel, der Schnittpunkt liegt mithin im Unendlichen. In diesem, wie in den Fällen, in welchen der Schnittpunkt außerhalb der Zeichnung liegt, bestimmt man erst einen der Gurtstäbe. — Bei voller Be-

lastung war die Spannung (7 - 7) = — (3 - 3), demnach Spannung in Stab 3 - 7 = 0.

Bei einseitiger Belastung folgt die Spannung von 3—3 für Drehpunkt 7 (rechts) aus:

$$+ 21\,200 \cdot 9{,}43 - 6690 \cdot 7{,}13 - 8840 \cdot 4{,}43 - 250 \cdot 2{,}1 - 2530 \cdot 7{,}46 - 2500 \cdot 5{,}61 - 2050 \cdot 3{,}73 - 250 \cdot 1{,}87 + (3\text{-}3)\ 1{,}25 = 0.$$

Hieraus Spannung (3-3) = — 57 300 kg (Druck).

Nunmehr bestimmt sich die Spannung der Diagonale für Drehpunkt 7 (links)

$$+ 21\,200 \cdot 7{,}56 - 6690 \cdot 5{,}26 - 8840 \cdot 2{,}56 - 250 \cdot 0{,}23 - 2530 \cdot 5{,}59 - 2500 \cdot 3{,}74 - 2050 \cdot 1{,}86 - 57\,300 \cdot 1{,}25 + (3\text{-}4)\ 0{,}93 = 0$$

Spannung (3-4) = — 3500 kg, also Druck.

Bei belasteter rechter Trägerhälfte ergibt sich für dieselbe Diagonale die gleiche Zugspannung. Werden demnach Gegendiagonalen angeordnet, so ist nur die Zugspannung zu berücksichtigen.

Stab 3 - 6.

Man hat wieder zunächst eine der beiden Gurtspannungen zu bestimmen. Die Spannung in Stab 6 - 7 bei voller Last ist bereits oben bestimmt und beträgt + 71 000 kg. Dieselbe Spannung bei einseitiger Last auf der linken Trägerhälfte ergibt sich für Schnitt δ-δ, Drehpunkt 3 (links) aus:

$$+ 21\,200 \cdot 7{,}33 - 6690 \cdot 5{,}03 - 8840 \cdot 2{,}33 - 2530 \cdot 5{,}36 - 2500 \cdot 3{,}51 - 2050 \cdot 1{,}63 - (6\text{-}7)\ 1{,}26 = 0$$

Spannung (6-7) = + 59 700.

Desgleichen bei belasteter rechter Trägerhälfte:

$$+ 16\,770 \cdot 7{,}33 - 4650 \cdot 5{,}03 - 4520 \cdot 2{,}33 - 1770 \cdot 5{,}36 - 1750 \cdot 3{,}51 - 1670 \cdot 1{,}63 - (6\text{-}7)\ 1{,}26 = 0$$

Spannung (6—7) = + 55 800.

Demnach folgt Spannung in Stab 3-6 für Drehpunkt 2:

a) bei voller Last:

$$+ 23\,110 \cdot 5{,}0 - 6690 \cdot 2{,}7 - 2530 \cdot 3{,}03 - 2500 \cdot 1{,}18 + 2050 \cdot 0{,}70 - 71\,000 \cdot 1{,}33 - (3\text{-}6)\ 1{,}44 = 0$$

Spannung (3-6) = — 4300 kg, also Druck.

b) bei linksseitiger Last:

$$+ 21\,200 \cdot 5{,}0 - 6690 \cdot 2{,}7 - 2530 \cdot 3{,}03 - 2500 \cdot 1{,}18 + 2050 \cdot 0{,}7 - 59\,700 \cdot 1{,}33 - (3\text{-}6)\ 1{,}44 = 0$$

Spannung (3-6) = — 500 kg, also Druck.

c) bei rechtsseitiger Last:

$$+ 16\,770 \cdot 5{,}0 - 4650 \cdot 2{,}7 - 1770 \cdot 3{,}03 - 1750 \cdot 1{,}18 + 1670 \cdot 0{,}7 - 55\,800 \cdot 1{,}33 - (3\text{-}6)\ 1{,}44 = 0$$

Spannung (3-6) = — 6300 kg, also Druck.

Die ungünstigste Beanspruchung findet demnach bei einseitiger Belastung der entgegengesetzten Trägerhälfte statt.

Man erkennt aus vorstehenden Ermittelungen, daß der Einfluß der einseitigen Belastung auf die Netzstäbe um so größer wird, je näher sich der Stab der Trägermitte befindet. —

Ferner wird ein Vergleich mit den weiter unten folgenden Beispielen zeigen, wieviel einfacher und übersichtlicher bei derartig umfangreichen Aufgaben die graphische Methode ist.

e. Querschnittsbestimmung.

Mit Rücksicht auf die großen Beanspruchungen, welchen die einzelnen Stäbe infolge der im Verhältnis zur Spannweite geringen Trägerhöhe ($^1/_{13,5}$) ausgesetzt sind, wurde eine kastenförmige Form der Gurtungen mit doppelten Knotenblechen gewählt. Da ferner der seitliche Anschluß der Pfetten an den Obergurt in verschiedenen Höhenlagen möglich sein mußte, so schien es zweckmäßig, die obere Gurtung derart ohne seitlich vorspringende Teile zu gestalten, daß die Knotenbleche außen in beliebiger Gestalt und Lage angebracht werden konnten. Infolge dessen ergab sich für den Obergurt eine Kastenform mit nach innen liegenden Winkeleisen, während das Gerippe für den Untergurt durch zwei in entsprechenden Abständen angeordnete ⊏-Eisen gebildet wird. Die Verstärkungen des Obergurts werden durch Deckplatten, die des Untergurts durch untergelegte Gurtplatten und seitlich auf die Stege der ⊏-Eisen genietete Platten erzielt. Gegen Ausknicken ist das Stehblech des Obergurts durch in bestimmten Abständen angebrachte Querversteifungen geschützt.

1. Gurtungen.

Stab 0 - 1. Größte Beanspruchung = 43 800 kg Druck.

Erforderliche Querschnittsfläche:

$$f = \frac{43\,800}{900} = 48{,}7 \text{ qcm}.$$

Die Fläche des gewählten Querschnitts beträgt:

2 Stehbleche 2 . 20 . 0,9	. . . . =	36
2 Winkel Nr. $7^1/_2$ nach Tabelle 12 = 2 . 15 =		30
	Summe .	66
Abzug für 2 Nietlöcher = 2 . 2 . 1,9	. . =	7,6
	Rest . . .	58,4 qcm

mithin genügend.

Erforderliches Trägheitsmoment gegen Knicken:

$$J = 2{,}5 \cdot 43{,}8 \cdot 3{,}45^2 = \text{rund } 1300.$$

Vorhandenes kleinstes Trägheitsmoment:

$$J_y \text{ überschläglich} = \frac{12{,}5\,(20^3 - 18{,}2^3) + 5{,}5\,(20^3 - 16{,}2^3)}{12} = 3760$$

$$J_x \text{ der Stege} = \frac{2 \cdot 0{,}9 \cdot 20^3}{12} = 1200,$$

mithin mit den Winkeln zusammen jedenfalls ausreichend.

Stab 7-7. Größte Beanspruchung = 71600 kg Zug.

Erforderliche Querschnittsfläche:

$$f = \frac{71600}{900} = \text{rund } 80 \text{ qcm}.$$

Fläche des gewählten Querschnitts:

2 ⊏-Eisen Nr. 18 nach Tab. 11 = 2 . 28	. =	56,0
2 Stehbleche 2 . 13,5 . 0,8	. . . . =	21,0
1 Gurtplatte 36,4 . 0,8	. . . . =	29,1
	Summe .	106,1
Abzug für 4 Nietlöcher 2 . 2 . 1,9 + 2 . 2 . 1,6	=	14,0
	Rest . . .	92,1 qcm

mithin reichlich.

Stab 3-3. Größte Beanspruchung = 71600 kg Druck.

Erforderliche Querschnittsfläche wie bei Stab 7-7 = 80 qcm.

Die Beanspruchung auf Knicken ist bei den End- und Mittelbindern verschieden. Bei den Endbindern werden die Knotenpunkte 3-3 durch die Pfetten der Endfelder am Ausknicken in der zur Trägerebene senkrechten Richtung verhindert, dies ist jedoch nicht der Fall bei den Mittelbindern, bei welchen eine Verbindung zwischen dem Dach und den Knotenpunkten 3-3 nicht vorhanden ist. Hier liegt also der S. 115 angeführte Fall vor, bei welchem in die Knickformel für l nicht der Abstand der nächsten Knotenpunkte, sondern der Abstand der nächstliegenden *seitlich geführten* Knotenpunkte einzuführen ist. Mithin ist l nicht = 2,33 m, sondern = 6,99 m einzusetzen. Demnach erforderlich für die wagerechte Schwerachse

$$J = 2{,}5 \,.\, 71{,}6 \,.\, 6{,}99^2 = 8750,$$

während für die senkrechte Schwerachse

$$J = 2{,}5 \,.\, 71{,}6 \,.\, 2{,}33^2 = 980 \text{ ausreicht}.$$

Der auf Taf. 24 dargestellte Querschnitt für den Endbinder genügt (wie die Berechnung, welche hier der Kürze halber nicht ausgeführt wird, ergibt) infolge dessen nicht für den Mittelbinder. Bei letzterem sind daher, um das erforderliche Trägheitsmoment zu erzielen, die beiden Stehbleche durch zwei seitlich nach außen angenietete Winkel zu versteifen, welche über die Knotenbleche der Punkte 3-3 mittels Verkröpfung hinweggeführt werden und an den Knotenblechen der Punkte 2-2 stumpf anstoßend endigen können. (Siehe Taf. 23, Fig. 1.)

2. Netzstäbe.

Stab 1-4. Größte Beanspruchung = 3200 kg Zug.

Da der Stab bei keiner Belastungsweise Druck zu erleiden hat, so werden zwei Flacheisen gewählt.

Erforderlich:

$$f = \frac{3200}{900} = 3{,}6 \text{ qcm}.$$

Vorhanden = 2 . 6 . 1	=	12
Nietabzug 2 . 1 . .	=	2
	Rest	10 qcm.

Es würden bereits kleinste Flacheisen von 50 . 7 mm genügt haben.

Zahl der Anschlußniete:

Da die Niete einschnittig, so ist nach Gleichung (1), Kap. 3 für jedes der beiden Flacheisen die Nietzahl

$$n = \frac{2 \,.\, 1{,}6}{2 \,.\, 2} = 1.$$

Gewählt wurden zwei Niete.

Stab 3-6. Größte Spannung = 6300 kg Druck.

Erforderlich:

$$f = \frac{6300}{900} = 7 \text{ qcm}.$$

$$J = 2{,}5 \,.\, 6{,}5 \,.\, 2{,}14^2 = 75.$$

Gewählt zwei ⊥-Eisen Nr. 12/6, welche mit Gitterwerk verbunden werden.

f nach Tab. 14b Spalte 5 = 2 . 17 = 34 qcm

Kleinstes J „ „ „ „ 10 = 2 . 43,2 = 86,4

mithin genügend. (Der Nietabzug kann, als unmittelbar in der neutralen Achse liegend, vernachlässigt werden.)

In gleicher Weise werden die Querschnitte der übrigen Stäbe bestimmt. Man stellt hierbei die Beanspruchungen und Querschnittswerte der einzelnen Stäbe zweckmäßig in einer Tabelle zusammen, wie dies bei dem folgenden Beispiele geschehen ist.

* * *

Zweites Beispiel.

Fachwerkträger (Dachbinder) eines französischen Dachstuhls. Taf. 21.

a. Belastungen.

Das Dach ist ein Schieferdach mit 45° Dachneigung. Bei dieser Neigung möge der Schneedruck außer Betracht bleiben. Es ist daher nur das Eigengewicht, als ständige, und der Winddruck, als zufällige Last, zu berücksichtigen.

Eigengewicht von 1 qm Dachfläche (einschließlich Schalung, Sparren und Pfetten) nach Tabelle 5b im Anhang = 80 kg; Eigengewicht des Binders = 15 kg f. d. qm Grundfläche; Winddruck senkrecht zur Dachfläche nach Tabelle 5c = 99 kg f. d. qm Dachfläche. Binderentfernung = 5,0 m. Mithin Knotenbelastung:

aus Dachgewicht	= 3,5 . 5,0 . 80	= 1400 kg
aus Bindergewicht	= 2,475 . 5,0 . 15	= 186 „
	aus ständiger Last	= 1586, dafür rund 1600 kg,

aus Winddruck = 3,5 . 5,0 . 99 = 1730, dafür rund 1800 kg.

Auf jedes Auflager entfällt nur die halbe Knotenpunktslast = 800 bez. 900 kg.

Die Lastverteilung bei ständiger Last ist aus Fig. 1, diejenige bei zufälliger Last aus Fig. 3 ersichtlich.

b. Stabspannungen.

Die Stabspannungen sind durch Zeichnen der Kräftepläne ermittelt worden und zwar stellt Fig. 2 den Kräfteplan für Eigengewicht, Fig. 4 den Kräfteplan für Winddruck mit festem Auflager auf der Windseite, Fig. 5 den Kräfteplan für Winddruck mit beweglichem Auflager auf der Windseite dar.

Kräfteplan Fig. 2.

Die Knotenpunktslasten P_1, $P_2 \ldots P_8$ sind der Reihe nach (links beginnend) im Maßstabe von 1 cm = 2 Tonnen untereinander getragen. Dieselben bilden mit den Auflagerkräften A, B, welche hier der Symmetrie der Belastung halber gleich sind, das zu einer lotrechten Linie zusammengerückte Kräftepolygon der äußeren Kräfte, welches zur besseren Übersicht hier und in den folgenden Kräfteplänen mit starken Doppelstrichen ausgezogen ist.

Wir beginnen nun das Zeichnen des Kräfteplans mit **Knotenpunkt 0.** Hier treffen zusammen die äußeren Kräfte A, P_0 und die inneren Stabspannungen 1 und 9. Das entsprechende Kräftepolygon ist in Fig. 2 = A, P_0, 1, 9. Die Reihenfolge der Kräfte ergibt sich aus Fig. 1, wenn man mit der bekannten am weitesten nach links liegenden Kraft A beginnend im Sinne der Drehung eines Uhrzeigers fortschreitet, wie es der gebogene Pfeil andeutet. Man trifft zuerst die Kraft P_0, dann die Stabkraft 1 und zuletzt 9. Die Pfeilrichtung für die Stabspannungen ergibt sich unmittelbar, wenn man das Kräftepolygon A, P_0, 1, 9 in Fig. 2 nachfährt. Die nach dem Knotenpunkt gerichtete Pfeilrichtung bedeutet Druck, die entgegengesetzte Zug.

Knotenpunkt I:

Bekannt die Stabkraft 1 (Druck, also Pfeil nach dem Knotenpunkt I hin gerichtet) und die äußere Kraft P_1; unbekannt die Stabkräfte 2 und 14.

Kräftepolygon in Fig. 2 = 1, P_1, 2, 14.

Die Stabkraft 2 ergibt sich durch Messen mit dem Kräftemaßstab = 11 700 kg Druck, die Stabkraft 14 = 1200 kg, gleichfalls Druck.

Knotenpunkt IX.

Bekannt: Stabkräfte 9 und 14, unbekannt 20 und 10.

Kräftepolygon in Fig. 2 = 9 - 14 - 20 - 10.

Knotenpunkt II.

Bekannt: Äußere Kraft P_2, Stabkraft 2 und 20; unbekannt die Stabkräfte 3, 21, 15. Das Polygon läßt sich nur bei zwei unbekannten Kräften zeichnen, demnach nicht für diesen Punkt, bei welchem drei Kräfte unbekannt sind. Man bestimmt hier in der auf S. 113 bereits besprochenen Weise zunächst die Stabspannung 11, indem man sich die Stäbe 14, 20, 21, 16 hinweg und die Lasten P_1 und P_3 durch die gesonderten Träger 0-II-IX, beziehungsweise II-IV-XI auf die Nachbarknotenpunkte 0-II und II-IV übertragen denkt. Diese Lastverteilung ist im Kräfteplan Fig. 2 durch die Teilpunkte α und β bezeichnet.

Zieht man nun durch diese Punkte die punktirten Parallelen zu den Sparren, so kann man sofort für Knotenpunkt X (in Punkt 0 beginnend) das Kräftepolygon 10-15-22-11 zeichnen, indem Stabkraft 15 durch die beiden punktirten Parallellinien begrenzt und festgelegt wird.[1]

Nachdem so die Spannung in Stab 11 bestimmt ist, macht die Vollendung des Kräfteplans keine Schwierigkeit mehr.[2]

Es ergibt sich für Knotenpunkt

II	in Fig. 2 das Kräftepolygon	15-20-2-P_2-3-21;
III	„ „ „ „	3-P_3-4-16;
XI	„ „ „ „	22-21-16-23;
IV	„ „ „ „	23-4-P_4-5-24.

Da die Lasten symmetrisch verteilt sind, wird der Kräfteplan für die rechte Trägerhälfte genau das Spiegelbild der linken Trägerhälfte.

Nach der auf S. 113 angegebenen Regel müssen die Spannungsstrahlen des Untergurts sämtlich von Punkt 0 des Kräfteplans ausgehen, da in diesem Punkt die beiden benachbarten Lasten A und B zusammentreffen. Die Spannungsstrahlen der Stäbe des Obergurts treffen gleichfalls stets in den Trennungspunkt der beiden benachbarten Knotenlasten. Die Strahlen der Spannungen der Netzstäbe werden zwischen den Gurtstrahlen gezogen. Die Beachtung dieser Regel erleichtert außerordentlich die Zeichnung und Prüfung der Kräftepläne.

Kräfteplan für Winddruck Fig. 4.

Die Windlasten bilden die Linie w_0-w_4. Die Mittelkraft ist, da die Windlasten parallel gerichtet sind, gleich der Summe der Kräfte w_0 bis w_4. Die Richtung der Mittelkraft fällt (in Fig. 3) wegen der symmetrischen Lastanord-

1) Eine noch bessere Übersicht gewährt es, wenn der Kräfteplan für den einfachen Binder (ohne die Stäbe 14, 20, 21, 16) vollständig gezeichnet wird. Man kann dann für die kleinen Zwischenträger 0-I-II-IX; II-III-IV-XI einen gesonderten Kräfteplan zeichnen und erhält dieselben Ergebnisse wie bei dem vereinigten Kräfteplan Fig. 2, wenn man die Spannungen der beiden Sonderkräftepläne zusammenzählt.

2) Man konnte auch die Stabspannung 11 nach der Momentenmethode durch Rechnung ermitteln.

Für Schnitt a-b und Drehpunkt IV ist:

$$+ 5600 \,.\, 9{,}9 - 2{,}475 \,.\, 1600\,(3 + 2 + 1) - (11) \,.\, 7{,}2 = 0.$$

Hieraus Spannung (11) = + 4400 kg, also Zug.

nung mit der Richtung von w_2 zusammen. Das Zeichnen des Seilpolygons (vgl. S. 110) ist also hier zur Ermittelung der Stützendrucke A und B nicht erforderlich. Wird in A zunächst das feste Lager angenommen, in B das bewegliche, so kann der letztere Lagerpunkt nur senkrechte Gegendrucke leisten. Zeichnet man diesen senkrechten Gegendruck in Punkt B (Fig. 3), so gibt die Verbindungslinie A-y (y = Schnittpunkt zwischen B_1 und R) die Richtung des Lagerdrucks A_1 im festen Lager an. Zieht man dann zu A_1 und B_1 die entsprechenden parallelen Linien im Kräftepolygon (Fig. 4), so erhält man die Auflagerdrucke A_1 und B_1 auch der Größe nach. Das Kräftepolygon der äußeren Kräfte $w_0 - w_1 - w_2 - w_3 - w_4 - B_1 - A_1$ ist hiermit festgelegt. Das Zeichnen des Kräfteplans für die Stabspannungen erfolgt in gleicher Weise wie in Fig. 2.

Kräfteplan für Winddruck Fig. 5.

Hier wird das feste Lager in B, das bewegliche in A angenommen. Man hat daher die Senkrechte A_2 in Punkt A zu ziehen, um die Richtungslinie x-B für B_2 zu erhalten. A_2 und B_2 im Kräfteplan Fig. 5 sind dann diesen Richtungen parallel zu ziehen.

c. Querschnittsbestimmung.

Nachdem die Stabspannungen für die verschiedenen Belastungsweisen durch Zeichnen der entsprechenden Kräftepläne gefunden sind, werden sämtliche Spannungen zweckmäßig in einer Tabelle zusammengestellt, wobei sich dann leicht erkennen läßt, welche Lasten zusammenwirken müssen, damit die ungünstigste Druck- bez. Zugspannung eines Stabes hervorgebracht werde.

In derselben Tabelle empfiehlt sich dann gleichzeitig die Eintragung der erforderlichen und gewählten Querschnittswerte, sowie der Zahl der erforderlichen und vorhandenen Anschlußniete. Wir geben nachstehend die Tabelle für das vorstehend berechnete Beispiel:

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12		13	14	15	16	
Nr. des Stabes	Spannung in Tonnen aus					Größte Stabspannung			Erforderliche Querschnittswerte				Vorhandene Querschnittswerte				
	Eigengewicht Kräfteplan 2	Winddruck Kräfteplan 4 max	Winddruck Kräfteplan 4 min	Winddruck Kräfteplan 5 max	Winddruck Kräfteplan 5 min	Summe der Spalten	Zug (Tonnen)	Druck (Tonnen)	Fläche f qcm	Trägheitsmoment J cm³	Rietdurchmesser cm	Zahl der Anschlußniete n	Form der Querschnittsfläche	Nutzfläche f qcm	Kleinstes Trägheitsmoment cm³	Rietdurchmesser cm	Zahl der Anschlußniete n
a) Obergurt.																	
1/8	− 12,8	− 5,8	− 8,4	− 1,3	− 3,9	2, 4	—	21,2	23,6	650	2	6	⅂‖⌐ 2 Winkel 12 12.1,1	46,0	693	2	—
2/7	− 11,7	− 5,8	− 8,4	− 1,3	− 3,9	"	—	20,1	22,4	616	"	—	"	"	"	"	—
3/6	− 10,6	− 5,8	− 8,4	− 1,3	− 3,9	"	—	19,0	21,1	582	"	—	"	"	"	"	—
4/5	− 9,5	− 5,8	− 8,4	− 1,3	− 3,9	"	—	17,9	19,9	548	"	5	"	"	"	"	—
b) Untergurt.																	
9/13	+ 9,7	+ 11,2	+ 4,4	+ 2,3	− 4,6	2, 3	20,9	—	26,9	—	"	7	‖ 2 Flacheisen 13,5 . 1,2	27,6	—	"	7
10/12	+ 8,3	+ 8,9	+ 4,4	0	− 4,6	"	17,2	—	19,1	—	"	5	‖ 2 " 12 . 1	20,0	—	"	5
11	+ 4,4	+ 3,5	+ 3,5	− 3,6	− 3,6	"	7,9	—	8,8	—	"	2	‖ 2 " 7 . 0,9	9,0	—	"	2
c) Netzwerk.																	
14/19	− 1,1	0	− 1,9	0	− 1,9	2, 4	—	3,0	3,4	20	"	1	⅂‖⌐ 6½ . 6½ . 0,7	17,2	68,5	"	2
15/18	− 2,2	0	− 3,7	0	− 3,7	"	—	5,9	6,6	158	"	2	⅂‖⌐ 8 . 8 . 1	26,0	178	"	2
16/17	− 1,1	0	− 1,9	0	− 1,9	"	—	3,0	3,4	20	"	1	⅂‖⌐ 6½ . 6½ . 0,7	17,2	68,5	"	2
20/27	+ 1,4	+ 2,2	0	+ 2,2	0	2, 3	3,6	—	4,0	—	"	1	= 2 Flacheisen 5 . 0,7	4,2	—	"	2
21/26	+ 1,4	+ 2,2	0	+ 2,2	0	"	3,6	—	4,0	—	"	1	"	"	—	"	2
22/25	+ 4,9	+ 6,2	+ 1,8	+ 2,8	− 1,8	"	11,1	—	12,4	—	"	3	= 2 Flacheisen 8,5 . 1	13,0	—	"	3
23/24	+ 6,3	+ 8,4	+ 1,8	+ 5,1	− 1,8	"	14,7	—	16,4	—	"	4	= 2 " 10,5 . 1	17,0	—	"	4

Erläuterungen.

Zu Spalte 2-7. Man erkennt, daß der Fall, bei welchem der Winddruck auf der Seite des beweglichen Auflagers wirkt (Kräfteplan 5), bei keinem der Stäbe eine ungünstigste Spannung hervorruft. Am meisten ist dies noch bei Stab 11 der Fall. Hier würde nur ein Zuwachs von etwas über 0,8 t genügen, um Druckspannungen hervorzurufen. Bei noch steileren Dächern mit noch mehr nach oben gebogenem Untergurt, oder bei Dächern mit Seitenwand (wie bei dem nächsten Beispiel), sowie bei Dächern mit geringerem Eigengewicht kann daher dieser Fall sehr wohl eintreten. Alsdann ist selbstredend Stab 11 nicht aus Flach-

eisen zu bilden, sondern mit steifem Querschnitt zu versehen. — Im vorliegenden Fall hätte indessen das Zeichnen des Kräfteplans 5 ganz unterbleiben können.

Zu Spalte 10.

Der theoretische Querschnitt ergibt sich aus

$$f = \frac{P}{k}$$

worin P die ermittelte größte Stabspannung, $k = 900$ kg f. d. qcm. Wird P in Tonnen eingesetzt, so ist für $k = 0{,}9$ zu setzen. Beispielsweise ist für Stab 23/24

$$f = \frac{14{,}7}{0{,}9} = 16{,}4 \text{ qcm.}$$

Zu Spalte 11.

Das erforderliche Trägheitsmoment folgt bei gedrückten Stäben aus

$$J = 2{,}5\, P l^2.$$

Für P ist die ermittelte größte Druckspannung in t, für l die Stablänge zwischen den Knotenpunkten in m einzusetzen, vorausgesetzt, daß diese Knotenpunkte vor Ausbiegung gesichert sind (vgl. S. 115). So ergibt sich das erforderliche Trägheitsmoment für Stab 1/8 zu $J = 2{,}5 \,.\, 21{,}2 \,.\, 3{,}5^2 =$ rund 650.

Zu Spalte 12.

Die Blechstärken der gewählten Querschnitte schwanken zwischen 7 und 12 mm. Die Nietstärke wurde Einfachheit halber durchweg gleich groß = 2 cm angenommen. Die erforderliche Nietzahl ergibt sich, da sämtliche Anschlüsse doppelschnittig sind, aus Gleichung (2), S. 40 zu:

$$n = \frac{P}{d^2} = \frac{P}{4}.$$

Beispielsweise folgt für Stab 22/25:

$$n = \frac{11{,}1}{4} = 3.$$

Es setzt dies jedoch voraus, daß die Stärke des Knotenbleches mindestens nach Gleichung (4), S. 41 bestimmt wird, demnach

$$\delta = \frac{2}{3}\, d = 1{,}33 \text{ cm.}$$

Besser

$$\delta = \frac{3}{4}\, d = 1{,}5 \text{ cm.}$$

In den Knotenpunkten I, II, III, V, VI, VII läuft der Obergurt ohne Stoß durch, hier sind also keine Anschlußniete für die Gurtstäbe nötig, dagegen muß das Knotenblech die Spannungen der Netzstäbe auf die Gurtung übertragen, weshalb letztere mit dem Knotenblech durch eine entsprechende Anzahl Niete zu verbinden ist. Man leistet hier dem Bedürfnis reichlich Genüge, wenn man das Knotenblech mit soviel Nieten an der Gurtung befestigt, als die Summe der Anschlußniete der im Knotenpunkt zusammentreffenden Netzstäbe beträgt; demnach für Knotenpunkt II/VI $= 2 + 1 + 1 = 4$ Niete, für Knotenpunkt I/VII bez. III/V $= 1$, dafür besser zwei Niete.

Zu Spalte 13.

Sämtliche Stäbe erhalten Doppelquerschnitte, welche sich beiderseits an die Knotenbleche anlegen. Die Konstruktion ist demzufolge ähnlich dem auf Taf. 61, Fig. 2 dargestellten Dachstuhl. Die gedrückten Stäbe bestehen sämtlich aus Doppelwinkeleisen, die gezogenen aus Doppelflacheisen. Statt der Flacheisen werden besser, namentlich bei längeren Stäben, Winkeleisen, aus den auf S. 118 erörterten Gründen, verwendet.

Zu Spalte 14.

Der Nutzquerschnitt ergibt sich nach Abzug des 2 cm breiten Nietloches. Für Stab 1 und 8 beträgt demnach der Nutzquerschnitt

$$f = 2 \,.\, \underbrace{25{,}19}_{\text{Tab. 12, Sp. 4.}} - 2 \,.\, 2 \,.\, 1{,}1 = 46{,}0.$$

Zu Spalte 15.

Die kleinsten Trägheitsmomente der gedrückten Stäbe folgen ohne weiteres aus Spalte 13 der Tab. 12 (im Anhang). Der Nietabzug braucht hierbei nicht berücksichtigt zu werden, da die Niete in unmittelbarer Nähe der neutralen Achse sitzen und das erforderliche Trägheitsmoment überall reichlich vorhanden ist.

* * *

Drittes Beispiel.

Fachwerkträger (Dachbinder) eines englischen Dachstuhls.

Die graphische Ermittelung der Stabspannungen ist auf Taf. 22, die Konstruktion eines ähnlichen Binders auf Taf. 62 dargestellt.

Das Dach ist ein Pfettendach, demzufolge rücken die Knotenpunkte dichter aneinander, als bei dem vorigen Beispiel, außerdem besitzt das Dach eine senkrechte Wand an den Auflagern zur Aufnahme von Seitenlichtfenstern und einen Dachreiter, welche beide in das Fachwerksystem einbezogen sind.

a. Belastungen.

Das Dach ist ein Pappdach mit Neigung 1 : 3 (18° 56′). Es ist daher sowohl Eigengewicht, als Schnee- und Winddruck bei der Berechnung zu berücksichtigen. Es beträgt:

das Eigengewicht von 1 qm Dachfläche einschließlich Schalung und Pfetten nach Tab. 5 b im Anhang = 40 kg;
das Bindergewicht = 25 kg für 1 qm Grundfläche;
der Schneedruck für 1 qm Grundfläche = 75 kg;
der senkrecht zur Dachfläche gerichtete Winddruck für 1 qm Dachfläche = 60 kg.

Hiernach ergeben sich die in den Kräfteplänen Taf. 22 eingetragenen Knotenpunktslasten.

b. Stabspannungen.

Kräfteplan Fig. 3 für Eigengewicht.

Das Zeichnen des Kräfteplans erfolgt in der im vorigen Beispiel ausführlich beschriebenen Weise anstandslos bis zum Knotenpunkt a_6 bez. b_6. Bei a_6 sind bekannt die Stabkraft 6, unbekannt die drei anderen Stabkräfte 7, 36, 37; bei b_6 sind bekannt die Stabkräfte 22, 51, unbekannt 36, 52, 23; in beiden Fällen also sind drei Kräfte unbekannt, welche sich in gewöhnlicher Weise nicht ermitteln lassen. Dagegen stoßen in Punkt a_8 nur drei Kräfte zusammen, von denen die äußere Kraft P_8 bekannt ist. Die unbekannten Stabkräfte 8, 9 lassen sich mithin im Kräfteplan durch Zeichnen des Polygons P_8 - 9 - 8 ermitteln. Für Knotenpunkt a_7 ist nunmehr bekannt P_7 und 8, unbekannt 37 und 53. Demnach entsprechendes Kräftepolygon in Fig. 3: P_7 - 8 - 53 - 37.

Ferner Knotenpunkt a_6: Kräftepolygon 6 - 37 - 7 - 36;
" " b_6: " 22 - 51 - 36 - 52 - 23,
womit sämtliche Spannungen ermittelt sind.

Kräfteplan Fig. 7 für Schneelast.

Derselbe ist für einseitige Schneebelastung gezeichnet. Für volle Schneelast findet man beispielsweise die Spannung des Stabes 4/13, wenn man die verschiedenen Spannungen von 4 und 13 des einseitigen Kräfteplans zusammenzählt.

Bei einseitiger Last ist
Spannung (4) . . = — 6,1 t
" (13) . . = — 3,2 "
Mithin Spannung (4) = (13)
bei voller Schneelast . = — 9,3 t.

Ferner:
bei einseitiger Last Spannung (50) = — 0,44 t
" " " " (57) = + 0,46 "
bei voller Last Spannung (50) = (57) = + 0,02 t

Kräfteplan Fig. 4—6 für Winddruck.

Die Windlasten sind der Richtung nach in Fig. 2, der Größe und Richtung nach im Kräfteplan Fig. 4 aufgetragen. Die Kraft w_0 wirkt horizontal. Die Kraft w_1 ist die Mittelkraft aus dem Anteil der Felder 30 und 1 an Knotenpunkt a_0. Diese Anteile sind im Kräfteplan (Fig. 4) als punktirte Linien $d_1 - d_2$, $d_2 - d_3$ angetragen. Größe und Richtung der Mittelkraft w_1 ergibt sich hiernach ohne weiteres. Dasselbe gilt von den Lasten in den Knotenpunkten a_6 und a_7.

Die Linie $d_0 - d_1 - d_2 \ldots . d_{13}$ im Kräfteplan (Fig. 4) stellt nun den Zug der Windlasten dar. Größe und Richtung der Mittelkraft R ergibt sich als gerade Verbindungslinie $d_0 - d_{13}$ des Lastenzugs. Dagegen fehlt in Fig. 2 noch ein Punkt, welcher die Lage der Mittelkraft bezeichnet. Diesen Punkt findet man durch Zeichnen des Seilpolygons f. (Vgl. S. 18.) Man wählt hierbei in Fig. 4 den Pol o beliebig und zieht die Seiten $f_0 - f_1$, $f_1 - f_2 \ldots$ des Seilpolygons in Fig. 2 zwischen den Kraftrichtungen $w_0 - w_1 \ldots$ parallel zu den zugehörigen Strahlen $o - d_1$, $o - d_2 \ldots$ des Kräfteplans Fig. 4. Die Verlängerung der äußersten Seiten $f_0 - f_{10}$ # $o - d_0$ und $f_9 - f_{10}$ # $o - d_{13}$ ergibt den Schnittpunkt x, durch welchen die Mittelkraft R nach den Gleichgewichtsbedingungen hindurchgehen muß. Somit ist R in Fig. 2 die gesuchte Richtungslinie der Mittelkraft. Man kann das Zeichnen des Seilpolygons dadurch vereinfachen, daß man an Stelle der Lasten w_2, w_3, w_4, w_5, w_6 die mit w_4 zusammenfallende Mittelkraft $d_3 - d_8$ dieser Lasten einführt.

Die Größe der Lagerdrucke A und B bei festem, beziehungsweise beweglichem Lager findet man dann in derselben Weise, wie bei Beispiel 2.

Ebenso sind hiernach die Kräftepläne Fig. 5 und 6 wohl ohne weiteres verständlich.

Wir geben nebenstehend noch die Zusammenstellung der in den Kräfteplänen gemessenen Stabspannungen, aus welchen die ungünstigsten Spannungen der Stäbe in Spalte 10 u. 12 ermittelt sind.

Man erkennt, daß die Spalten 8 und 9 von Einfluß sind auf die ungünstigsten Spannungen der Stäbe 36/39, 50/57, 51/56, 37/38, 17/29, 18/28, 19/27, 34/41 und 35/40; von Wichtigkeit ist jedoch nur der Einfluß der Spalte 9, da hierdurch Druckspannung in solchen Stäben erzeugt wird, welche aus Eigengewicht und den übrigen Belastungen zusammen nur Zugspannungen erleiden. Diese Stäbe, welche, abgesehen vom Einfluß der Spalte 9, als Flachstäbe hätten ausgebildet werden können, müssen demnach einen gegen Ausknicken widerstandsfähigen steifen Querschnitt erhalten. — Die weitere Behandlung bezüglich Ermittelung der Querschnitte unterscheidet sich in nichts von den beiden vorigen Beispielen, weshalb die Besprechung derselben unterbleiben kann.

* * *

Verzeichnis der Stabspannungen für den auf Taf. 22 dargestellten Fachwerkbinder.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Nr. des Stabes	Spannungen in Tonnen aus								Größte Spannung in Tonnen			
	Eigengewicht	voller Schneelast	einseitiger Schneelast		Winddruck bei festem Auflager auf der Windseite		Winddruck bei beweglichem Auflager auf der Windseite		Zug	Summe der Spalten	Druck	Summe der Spalten
			max	min	max	min	max	min				
a) Obergurt.												
30/45	— 2,1	— 3,22	— 0,87	— 2,35	— 1,02	— 2,76	+ 0,77	— 0,94	—	—	— 8,08	2, 3, 7
1/16	— 1,63	— 2,44	— 0,65	— 1,79	— 0,82	— 2,63	+ 0,65	— 1,12	—	—	— 6,70	"
2/15	— 3,56	— 5,31	— 1,53	— 3,78	— 1,97	— 4,8	+ 1,08	— 1,58	—	—	— 13,67	"
3/14	— 5,32	— 7,89	— 2,45	— 5,44	— 3,2	— 6,45	+ 1,33	— 1,68	—	—	— 19,66	"
4/13	— 6,25	— 9,30	— 3,2	— 6,10	— 4,2	— 6,84	+ 1,1	— 1,50	—	—	— 22,39	"
5/12	— 6,25	— 9,32	— 3,57	— 5,75	— 4,68	— 6,27	+ 0,57	— 0,95	—	—	— 21,84	"
6/11	— 5,6	— 8,37	— 3,63	— 4,74	— 4,76	— 5,07	— 0,07	— 0,3	—	—	— 19,04	"
37/38	— 0,77	— 1,07	— 0,30	— 0,77	— 0,13	— 0,25	— 0,14	— 0,27	—	—	— 2,11	2, 3, 9
8/9	— 0,47	— 0,66	— 0,33	— 0,33	— 0,21	— 0,30	— 0,23	— 0,30	—	—	— 1,43	2, 3, 7
b) Untergurt.												
17/29	0	0	0	0	+ 2,5	0	— 0,7	— 3,2	+ 2,5	6	— 3,2	9
18/28	+ 1,73	+ 2,62	+ 1,92	+ 0,70	+ 4,48	+ 0,86	— 0,17	— 3,7	+ 8,83	2, 3, 6	— 1,97	2, 9
19/27	+ 3,63	+ 5,43	+ 3,9	+ 1,53	+ 6,40	+ 2,03	+ 0,17	— 4,08	+ 15,46	"	— 0,45	2, 9
20/26	+ 5,26	+ 7,83	+ 5,4	+ 2,43	+ 7,7	+ 3,16	+ 0,17	— 4,1	+ 20,79	"	—	—
21/25	+ 6,03	+ 9,03	+ 5,93	+ 3,10	+ 7,8	+ 4,05	— 0,13	— 3,77	+ 22,86	"	—	—
22/24	+ 5,94	+ 8,92	+ 5,5	+ 3,42	+ 6,8	+ 4,47	— 0,77	— 3,20	+ 21,66	"	—	—
23	+ 4,0	+ 6,02	+ 3,01	+ 3,01	+ 4,05	+ 4,05	— 2,15	— 2,15	+ 14,07	"	—	—
c) Netzwerk. Vertikalen.												
31/44	— 2,33	— 3,36	— 0,90	— 2,46	— 1,17	— 2,47	+ 0,53	— 0,71	—	—	— 8,16	2, 3, 7
32/43	— 1,91	— 2,87	— 0,9	— 1,97	— 1,17	— 1,78	+ 0,17	— 0,37	—	—	— 6,56	2, 3, 7
33/42	— 0,90	— 1,81	— 0,71	— 1,1	— 0,73	— 0,95	0	— 0,23	—	—	— 3,66	2, 3, 7
34/41	— 0,3	— 0,47	— 0,40	— 0,07	+ 0,38	— 0,55	— 0,04	— 0,57	+ 0,01	2, 5, 6	— 1,34	2, 3, 9
35/40	+ 0,53	— 0,76	— 0,07	+ 0,83	+ 1,32	— 0,10	+ 0,60	— 0,80	+ 2,68	2, 5, 6	— 0,34	2, 4, 9
36/39	+ 0,77	— 1,08	— 0,30	— 0,78	— 0,27	— 0,44	— 0,23	— 0,37	+ 0,24	2, 4, 8	— 0,75	2, 5, 7
Diagonalen.												
46/61	+ 2,1	+ 3,11	+ 2,28	+ 0,83	+ 2,4	+ 0,72	+ 0,60	— 0,87	+ 7,61	2, 3, 6	—	—
47/60	+ 2,25	+ 3,34	+ 2,30	+ 1,04	+ 2,4	+ 1,37	+ 0,40	— 0,60	+ 7,99	2, 3, 6	—	—
48/59	+ 1,96	+ 2,90	+ 1,83	+ 1,07	+ 1,68	+ 1,10	0	— 0,20	+ 6,54	2, 3, 6	—	—
49/58	+ 1,07	+ 1,59	+ 0,83	+ 0,76	+ 1,13	+ 0,37	+ 0,25	— 0,4	+ 3,79	2, 3, 6	—	—
50/57	0	+ 0,04	+ 0,47	— 0,43	+ 0,60	— 0,83	+ 0,64	— 0,83	+ 1,11	2, 4, 8	— 1,26	2, 5, 7
51/56	— 0,87	— 1,26	+ 0,07	— 1,33	+ 0,10	— 1,77	+ 0,86	— 1,01	+ 0,06	2, 4, 8	— 3,97	2, 5, 7
52/55	+ 2,5	+ 3,66	+ 2,83	+ 0,83	+ 3,06	+ 0,90	+ 1,27	— 0,86	+ 9,22	2, 3, 6	—	—
7/10	— 5,58	— 8,36	— 3,63	— 4,73	— 4,77	— 5,50	— 0,06	— 0,7	—	—	— 18,71	2, 3, 6
53/54	+ 0,53	+ 0,74	+ 0,37	+ 0,37	+ 0,32	— 0,22	+ 0,30	— 0,20	+ 1,59	2, 3, 6	—	—

Siebentes Kapitel.

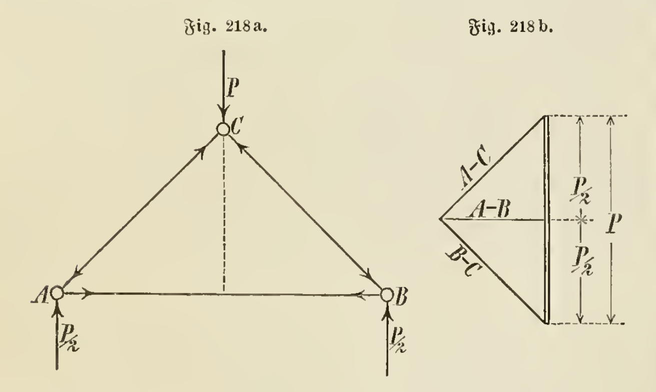
Bogenträger.

§ 1.

Begriff des Bogenträgers.

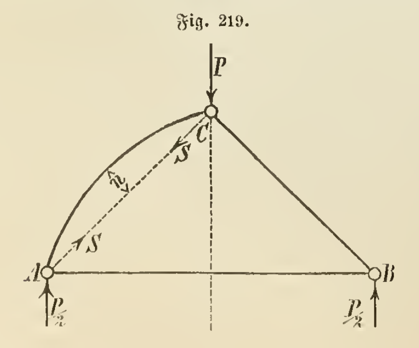
Denkt man sich bei einem Fachwerkträger das Netzwerk beseitigt, so erhält man einen Bogenträger. Die einfachste Form des Fachwerks, das Dreieck, ist hiernach gleichzeitig die einfachste Form des Bogenträgers. Das Wesen des letzteren wird daher am leichtesten verstanden werden, wenn wir von dieser einfachsten Form, dem Dreieck, ausgehen. In der Spitze des gleichschenkeligen Dreiecks A-B-C (Fig. 218a) wirke eine Last P, welche in den Punkten A und B die Gegendrucke $P/_2$ hervorruft. Die geraden Stäbe A-B, A-C und C-B werden durch diese Lasten nur auf

Fig. 218a. Fig. 218b.



Normalfestigkeit beansprucht. Die Größe der Spannungen ergibt sich aus dem Kräfteplan Fig. 218b. Denkt man sich den Stab A-C in einer beliebigen Form gekrümmt (Fig. 219), so wird derselbe durch die Spannung A-C außer der Normalspannung noch auf Biegung beansprucht und zwar

Fig. 219.



um so mehr, je größer die Ausbiegung ist. Es liegt alsdann der S. 33 besprochene Fall exzentrischer Belastung vor. Das größte Biegungsmoment findet an der Stelle statt, an welcher der Abstand des Bogens von der ursprünglich geraden Stabform am größten ist. Nennen wir diesen größten Abstand = n, die Spannung = S, so ist demnach das auf den Stab wirkende größte Biegungsmoment M = S . n und die Beanspruchung der äußersten gedrückten Faser

$$k = \frac{S}{f} + \frac{M}{W} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (1)$$

die der äußersten gezogenen Faser

$$k = \frac{S}{f} - \frac{M}{W} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (2)$$

wie bei dem geraden Träger.[1])

Der Querschnitt des gekrümmten Stabes muß also erheblich größer werden, als der des geraden Stabes. Anders wird jedoch die Sachlage, wenn zwischen den Punkten A und C noch eine, oder mehrere Lasten auf den Stab einwirken. Nehmen wir zunächst eine Last R im Abstand a vom Auflager A wirkend an (Fig. 220), dann sind die auf die Punkte A und C wirkenden Stützendrucke

$$A = \frac{R \cdot c}{l} \text{ und } C = \frac{R \cdot a}{l}.$$

Fig. 220.

Ferner wird Stab A-C auf Biegung beansprucht und zwar ist das größte Biegungsmoment im Angriffspunkt von R

$$M = A \cdot a = C \cdot c.$$

Hat der Stab eine der Last R entgegengekrümmte Gestalt wie in Fig. 220, so wirkt dieses Biegungsmoment dem oben ermittelten Biegungsmoment S . n entgegen, so daß das verbleibende Restmoment und damit der Stabquerschnitt kleiner wird, als bei der geraden Stabform. Offenbar

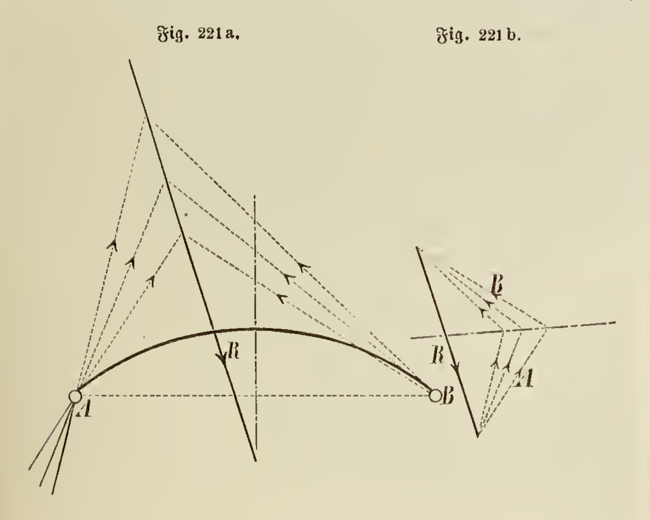
1) Dies ist nur näherungsweise richtig, aber bei den in der Praxis lediglich vorkommenden großen Krümmungshalbmessern genügend genau.

gibt es eine bestimmte Stabform, bei welcher das Moment A . a = S . n, bei welcher also die Biegungsspannungen sich gegenseitig aufheben. Diese für den Materialverbrauch günstigste Form fällt, wie später näher erörtert werden wird, mit dem der Belastung entsprechenden Seilpolygon zusammen.

Wie wir oben gesehen haben, lassen sich die Spannungen eines beliebig gekrümmten Stabes leicht ermitteln, wenn die auf den Stab zwischen den Endpunkten wirkenden Lasten und die an den Enden des Stabes wirkenden Gegenkräfte bekannt sind. Letztere lassen sich, wie gleichfalls aus vorstehender Betrachtung leicht zu entnehmen, jedoch nur dann mit den gewöhnlichen statischen Hilfsmitteln bestimmen, wenn innerhalb der Bogenkonstruktion drei Gelenkpunkte, das heißt solche Punkte, welche vermöge ihrer Ausbildung keine Biegungsmomente aushalten können, vorhanden sind. Es geht dies noch klarer aus folgender Betrachtung hervor:

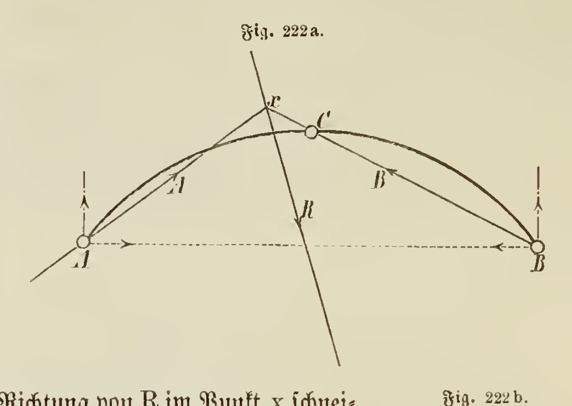
Fig. 221 a stelle einen Bogen mit nur zwei Gelenken in den Auflagerpunkten A und B dar. R sei die Mittelkraft

Fig. 221 a. Fig. 221 b.



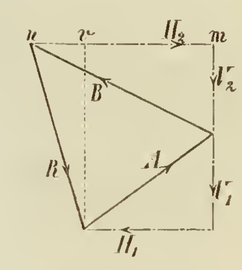
aller auf den Bogen wirkenden Lasten. Die in den Punkten A und B wirkenden Gegendrucke müssen sich, falls Gleichgewicht vorhanden sein soll, mit R zu einem geschlossenen Kräfteplan Fig. 221 b zusammensetzen lassen, außerdem müssen die Richtungslinien von A und B sich mit der Richtungslinie von R in einem Punkte schneiden. Diese beiden Bedingungen lassen unzählig viele Richtungen und Größen von A und B zu, wie aus den punktirten Linien in Fig. 221 a/b zu ersehen. Da aber nur eine bestimmte Kraftrichtung und Größe von A und B richtig sein kann, so fehlt eine Bedingung zur Bestimmung derselben. Diese Bedingung wird aus der elastischen Formänderung des Bogens hergeleitet und geht von Annahmen bezüglich der Lage und Beweglichkeit der Auflager aus, welche in Wirklichkeit in der Regel nur zum Teil zutreffen. Die Kräfte A und B sind dagegen sofort bestimmt, wenn der Bogen ein drittes Gelenk besitzt (Fig. 222). In diesem Falle muß nämlich die Richtung einer Auflagerkraft durch dieses Gelenk gehen, da andernfalls das Gelenk auf Biegung beansprucht würde, wozu es seiner Konstruktion nach nicht befähigt ist. Man zieht demnach von B durch das Gelenk eine Linie, welche

Fig. 222 a.



die Richtung von R im Punkt x schneidet. Die Linien A x, B x geben alsdann die Richtungen der Auflagerdrucke an, während die Größe derselben durch Zeichnen der parallelen Linien A und B im Kräfteplan (Fig. 222 b) gefunden wird.

Fig. 222 b.



Die schiefen Auflagerkräfte lassen sich in die senkrechten Kräfte V_1, V_2 und in die wagrechten Kräfte H_1, H_2 zerlegen. Letztere sind bei lotrechten Lasten gleich, bei schiefen Lasten (Winddruck) verschieden groß. Die in dem auf der Windseite befindlichen Lager entstehende kleinere Horizontalkraft heißt Horizontalschub des Bogens und kann durch ein Zugband (untere Gurtung) aufgenommen werden, wenn, was bei Hochbauten die Regel, die Widerlager für die Aufnahme des Schubes nicht genügen. Der bei dem in der Windrichtung belegenen Auflager (B in Fig. 222) übrig bleibende Schub $H_2 - H_1$ muß in jedem Falle vom Widerlager aufgenommen werden, wobei unter Vermittelung der Zugstange je zur Hälfte das Widerlager A und B in Anspruch genommen werden kann.

Auf die Zugstange (Untergurt) des Bogens dürfen keine Belastungen wirken; diese müssen, wenn vorhanden, entweder an dem Bogen aufgehängt, oder von besonderen Trägern aufgenommen werden.

Wie bereits oben erwähnt, bietet die Berechnung des Bogens mit weniger als drei Gelenken insofern Schwierigkeiten, als sich die zu machenden Annahmen über die Lage und Beweglichkeit der Auflager bei der Ausführung meistens nur schwer einhalten lassen. Außerdem sind diese auf den elastischen Eigenschaften des Bogens beruhenden Berechnungsweisen sehr verwickelter Natur, namentlich dann, wenn auch den durch Temperaturänderungen hervorgerufenen

Einflüssen Rechnung getragen werden soll. Dagegen sind letztere bei dem Dreigelenkbogen von so geringer Wirkung, daß sie sehr wohl außer acht bleiben können. Auch fallen bei den gleichmäßigeren Belastungen der Hochbaukonstruktionen die dem mittleren Gelenk anhaftenden Mängel einer geringen Seitensteifigkeit und einer geringen Widerstandsfähigkeit gegen Stöße der Verkehrslast viel weniger ins Gewicht als bei Brückenbauten.

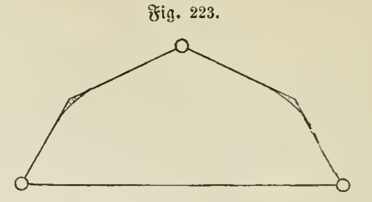
Es ist daher zu empfehlen, die Bogenkonstruktionen bei Hochbauten in jedem Falle mit drei Gelenken zu berechnen; in welchen Fällen die Gelenke dann wirklich auszuführen, beziehungsweise ganz wegzulassen sind, wird weiterhin gezeigt werden.

§ 2.

Formen des Bogenträgers.

Bei den Hochbauten haben die Bogenträger bisher wenig Eingang gefunden, obgleich die Vorteile derselben, welche hauptsächlich in dem günstigen ästhetischen Eindruck und der geringen Beeinträchtigung des Raumes bestehen, von jeher gewürdigt wurden. Der Grund liegt darin, daß die Methoden zur Berechnung dieser Träger erst in neuerer Zeit vollständig entwickelt wurden und auch jetzt noch zum großen Teil so schwieriger Natur sind, daß sie sich zur praktischen Verwendung schlecht eignen. Auf dem Gebiete des Brückenbaues werden dagegen die eisernen Bögen schon seit längerer Zeit mit Vorliebe in allen Fällen verwendet, in welchen ästhetische Rücksichten zu nehmen sind. Es liegt dies daran, daß die bei Brückenbauten beschäftigten Techniker mit der Behandlung schwieriger Berechnungen weitaus mehr vertraut sind, als die Architekten, daß ferner ein Brückenbogen in der Regel ein so bedeutender Gegenstand ist, daß sich die Verwendung einer erheblicheren Arbeitskraft zur Aufstellung des Entwurfs lohnt. Die bis jetzt im Hochbau ausgeführten Bogenbauten sind fast sämtlich bei den Hochbauten der Eisenbahnverwaltung zur Ausführung gekommen, welcher stets zahlreiche im Brückenbau erfahrene Kräfte zur Verfügung stehen. In dieser Hinsicht sind namentlich die zum Schutze der Bahnsteige dienenden Hallen zu nennen, bei welchen neuerdings die Bogenform alle älteren Fachwerkkonstruktionen verdrängt hat. Es ist jedoch nicht einzusehen, warum die Vorteile der Bogenkonstruktionen nicht auch bei Überdachung von Innenräumen zur Geltung kommen sollten, namentlich dann, wenn ästhetische Rücksichten mitsprechen. Hierbei ist es gar nicht notwendig, daß die Bogenkonstruktion eine kreisähnliche Form hat, sie kann sich vielmehr in jeder Beziehung der Form des Daches anschließen und wird beispielsweise bei Mansardendächern die Form der Fig. 223 erhalten können. Hierbei würden die Deckenträger des oberen Geschosses gleichzeitig als Zugstangen zur Aufnahme des Horizontalschubs zu dienen haben. Selbstredend müssen bei derartigen Konstruktionen einfachere Methoden der Berechnung gewählt werden, als solche bisher üblich waren. Es ist dies der Fall, wenn man sich auf

Fig. 223.

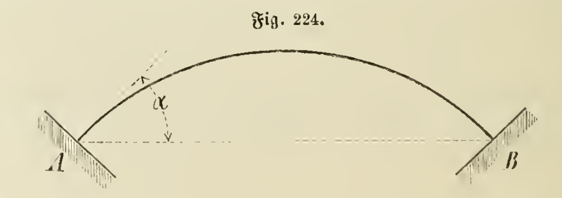


die Berechnung der Bogenträger mit drei Gelenken beschränkt. Ebenso wie jedoch die für zwei Stützen berechneten geraden Träger bei gleichbleibendem Querschnitt unter Umständen ohne Unterbrechung auf den Stützen durchgeführt werden konnten, so werden auch die mit drei Gelenken berechneten Bögen ohne Nachteil mit Weglassung der Gelenke zur Ausführung gelangen können, wenn nur der bei dem Dreigelenkbogen berechnete ungünstigste Querschnitt gleichmäßig über den ganzen Bogen hinweggeführt wird, da die Berechnungsweise mit drei Gelenken stets größere Abmessungen des Bruchquerschnitts liefert, als die Berechnungsweise mit weniger Gelenken. Im folgenden § wird dies noch näher erläutert werden. Wir führen nachstehend der Vollständigkeit halber die sämtlichen bisher gebräuchlichen Bogenformen auf und werden dabei bemerken, inwieweit dieselben für Hochbauten geeignet erscheinen.

a. Bogenträger mit fest eingespannten Enden. (Fig. 224.)

Hierbei müssen die Kämpferenden des Bogens so fest mit dem Widerlager verbunden sein, daß der Winkel α der Tangente im Kämpfer bei jeder beliebigen Belastung des Bogens unverändert derselbe bleibt. Zur Anwendung der-

Fig. 224.



artiger Konstruktionen bietet sich bei Hochbauten noch viel weniger Gelegenheit, als zur Anwendung eingemauerter gerader Träger, welche wir bereits früher von der Betrachtung ausgeschlossen haben (vgl. S. 56). Das dort gesagte gilt daher in noch erhöhtem Maße von den festeingespannten Bogenkonstruktionen, ganz abgesehen davon, daß eine vollständige Unbeweglichkeit des Widerlagers praktisch überhaupt nicht zu erreichen ist.

b. Bogenträger mit zwei Kämpfergelenken. (Fig. 225.)

An den beiden Kämpferenden des Bogens befindet sich je ein Gelenk, welches eine Drehung der Kämpfertangente um den Kämpferpunkt, also eine Veränderlichkeit des Winkels α gestattet. Da die Bewegungen der Tangente infolge der elastischen und der Temperatur-Spannungen des Bogens nur sehr geringe sind, so ist es nicht nötig, daß wirkliche Ge-

Fig. 225.

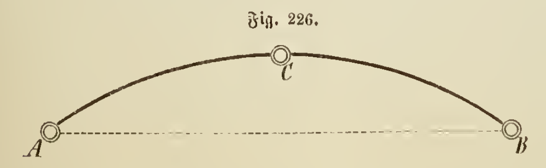


lenke vorhanden sind, es genügt ein loses Auflagern der Kämpferenden. Dieser Bogen entspricht dem frei an den Enden aufliegenden geraden Träger und ist vermöge seines gefälligeren Aussehens und seiner größeren Steifigkeit den Bögen mit Scheitelgelenk vorzuziehen. Die Berechnung erfolgt in derselben Weise, wie bei dem Dreigelenkträger. Der für letzteren gefundene ungünstigste Querschnitt ist der Bogenform zu Grunde zu legen. Dieses Verfahren ist zulässig, da der Querschnitt des Bogens bei der genau nach der elastischen Theorie ausgeführten Berechnung kleiner wird, mithin bei dem erstgenannten Verfahren eine größere Sicherheit vorhanden ist. Der größere Materialverbrauch, welcher infolge dessen entsteht, fällt gegenüber der verwickelten und unzuverlässigen genaueren Berechnungsart nicht ins Gewicht, ganz abgesehen davon, daß selbst bei größeren Spannweiten praktische und ästhetische Rücksichten vielfach einen größeren, als den unter Annahme von drei Gelenken berechneten ungünstigsten Querschnitt wünschenswert erscheinen lassen.

c. Bogenträger mit zwei Kämpfergelenken und einem Scheitelgelenk. (Fig. 226.)

Wie schon erwähnt, kann man bei allen Bögen mit vollem gleichbleibenden Querschnitt das Scheitelgelenk zwar bei der Berechnung berücksichtigen, bei der Ausführung aber weglassen, da die Tragfähigkeit, die seitliche

Fig. 226.

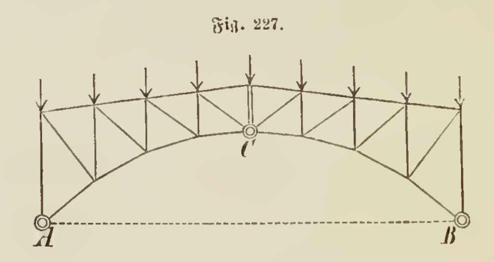


Steifigkeit und das Aussehen des Bogens hierdurch nur gewinnen. In allen Fällen, in welchen jedoch ein wechselnder Querschnitt angezeigt erscheint, muß das Scheitelgelenk ausgeführt werden. Hierbei bedient man sich der im § 6 angeführten Konstruktionen. Die Nachteile, welche bei Anwendung eines Scheitelgelenkes bei Brückenbauten durch die Schläge und Stöße der Verkehrslast entstehen, liegen bei den ruhenden fast stets gleichmäßigen Belastungen der Dachkonstruktionen nicht vor.

d. Bogenfachwerk.

Werden bei großen Spannweiten und Beanspruchungen die Querschnitte der Bogenträger sehr hoch, oder liegen, wie in Fig. 227, die Lastpunkte nicht in der Bogenlinie, sondern in einem beliebigen Abstand von derselben, so wird statt der Blechwand zweckmäßig ein Fachwerk angeordnet.

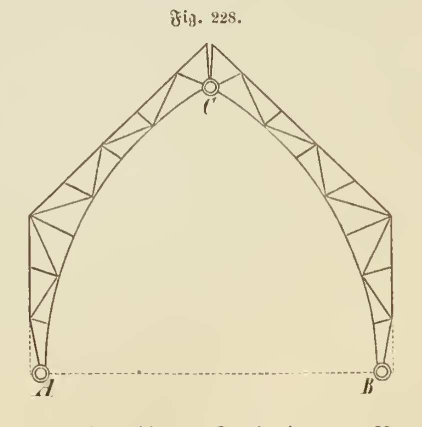
Fig. 227.



Der Fachwerkbogen kann ebenso wie der Vollwandbogen fest eingespannt, mit zwei, oder drei Gelenken konstruirt werden. Es empfiehlt sich jedoch hier noch mehr wie beim vollen Bogen der einfachen Rechnung halber lediglich den Dreigelenkträger zu verwenden. Hierbei ist die Weglassung des bei der Berechnung angenommenen Scheitelgelenkes nicht rätlich, da in einzelnen Stäben in diesem Falle ungünstigere Spannungen entstehen können; man kann aber das Scheitelgelenk durch andere später im § 6 zu besprechende genietete Verbindungen ersetzen, welche eine geringe Beweglichkeit des Scheitels im Sinne eines Gelenkes zulassen.

Fig. 227 stellt das Schema des Bogenfachwerkes dar, wenn die Lastpunkte in einer über dem Bogen befindlichen horizontalen oder wenig geneigten Linie liegen, wie dies bei Decken und flachen Dächern der Fall ist. Fig. 228 zeigt

Fig. 228.



die Bogenform bei steilerer Dachneigung. Namentlich die letztere Form eignet sich vornehmlich als Binder bei Hallenanlagen von erheblicher Spannweite und hat daher vielfach

bei den größeren Bahnsteighallen der Hauptbahnhöfe Verwendung gefunden.

Die Zugstange zur Aufnahme des Horizontalschubs liegt hierbei im Fußboden, oder der Schub wird durch entsprechend angeordnete schräge Fundamentanker aufgenommen (Taf. 31), falls die Fundamente nicht allein hierzu ausreichen.

Die in Fig. 227 dargestellte flache Bogenform eignet sich nur für niedrige Räume, ferner für zum Teil im Keller liegende Räume, bei welchen nur die Dachfläche nebst Seitenfenstern über den Erdboden hervortritt. In diesem Falle können nämlich die Widerlager so kräftig gestaltet werden, daß die Zugstange zu entbehren ist.

§ 3.

Berechnung des Bogenträgers mit voller Wand.

Wie bereits im vorigen § angeführt, werden bei der Berechnung dieser Träger zwei Kämpfergelenke und ein Scheitelgelenk zu Grunde gelegt, gleichgültig, ob diese wirklich zur Ausführung kommen, oder nicht. Nur wenn die Abmessungen des Bogens so bedeutende sind, daß ein wechselnder Querschnitt eine erhebliche Materialersparnis ergeben würde, ist das Scheitelgelenk auch thatsächlich auszuführen, damit nicht die schwächeren Bogenteile durch Momente beansprucht werden, welchen sie nicht gewachsen sind. Derartige Fälle kommen im Hochbau jedoch kaum vor.

Bei Berechnung der Bogenkonstruktionen besitzt die graphische Behandlungsweise so erhebliche Vorzüge vor der analytischen, daß wir die letztere überhaupt von der Betrachtung ausschließen. — —

Für jede Belastungsart gibt es bei gegebener Spannweite und Pfeilhöhe eine bestimmte Bogenform, bei welcher der Bogen lediglich durch Normalspannungen und nicht auf Biegung in Anspruch genommen wird. Diese Bogenform ist das der Belastung entsprechende Seilpolygon, welches durch die gegebenen Kämpferpunkte und den Scheitelpunkt gelegt wird.

Würde der Bogen als Fachwerkträger mit Netzstäben zwischen Bogen und Zugstange konstruirt sein, so würde in diesem Falle das Netzwerk keine Spannung erhalten. Da bei den Baukonstruktionen die Belastungen wechseln, indem durch Verkehrslast, durch Schnee und Wind bald ein Teil, bald die ganze Konstruktion in Anspruch genommen wird und da diesen Belastungen je ein besonderes Seilpolygon entspricht, so würde am zweckmäßigsten dem Bogen eine Form zu erteilen sein, welche der mittleren Lage aller Seilpolygone entspräche. In diesem Falle würde der Bogen am wenigsten auf Biegung beansprucht und könnte demzufolge den kleinsten Querschnitt erhalten. Wie aber bereits bei der Gestaltung der Fachwerkträger (S. 107) mehr Gründe örtlicher Natur, als Gründe der Sparsamkeit maßgebend sein konnten, so wird man auch die Form des Bogens in den weitaus meisten Fällen zunächst nach der verfügbaren Konstruktionshöhe, nach der Dachneigung, und nach ästhetischen Rücksichten zu bestimmen haben. Die ungünstigsten Biegungsbeanspruchungen treten bei der größten e i n s e i t i g e n Belastung ein, während die größten Normalspannungen und der größte Horizontalschub bei v o l l e r Belastung des Bogens entstehen. Da bei der Berechnung nur die Grenzfälle von belang sind, so hat man den Bogen einmal bei voller, das andere Mal bei halbseitiger Belastung zu untersuchen. Die Aufgabe besteht jedesmal darin, das der Last entsprechende Seilpolygon so zu zeichnen, daß es durch die Kämpferpunkte und den Scheitel hindurchgeht. Je mehr dieses Seilpolygon von dem Bogen abweicht, desto größer sind die Biegungsmomente.

Während nun bei dem geraden Träger die Momente sich als Produkt zwischen dem Schub und der Ordinate zwischen der geraden Schlußlinie und den Eckpunkten des Seilpolygons ergaben (S. 22), ist der Bogen selbst als Schlußlinie des Seilpolygons anzusehen und demnach die zwischen Bogen und Seilpolygon gemessene Ordinate mit dem Schub zu multipliziren, um das Moment zu erhalten.[1] An den Stellen, an welchen der Bogen mit dem Seilpolygon zusammenfällt, ist die Ordinate und mit dieser das Moment Null. Da nun die drei Gelenkpunkte vermöge ihrer Konstruktion nicht im stande sind, Biegungsspannungen aufzunehmen, so muß, falls überhaupt Gleichgewicht vorhanden sein soll, das betreffende Seilpolygon durch die drei Gelenkpunkte gelegt und den übrigen Teilen des Bogens ein solcher Querschnitt gegeben werden, daß er den unter dieser Bedingung auftretenden Biegungsmomenten genügend widersteht.

Hat der Bogen nur zwei Gelenke, so muß das Seilpolygon der Belastung nur durch diese beiden Punkte gehen. Dieser Bedingung genügen aber unzählig viele Seilpolygone. Das in diesem Falle maßgebende Seilpolygon wird mit Hilfe der Elastizitätstheorie gefunden. Das betreffende Verfahren ist jedoch wie bereits bemerkt so zeitraubend und liefert außerdem nur so wenig abweichende Ergebnisse, daß die Konstruktion des Dreigelenkträgers auch auf den Bogen mit zwei Endgelenken (welche auch gewöhnliche Lager sein können) anwendbar ist. Man erhält dann einen um ein geringes kräftigeren Querschnitt, was mit Rücksicht auf den bei dem Träger mit zwei Gelenken eintretenden ungünstigeren Einfluß der Wärmedehnung nur von Vorteil ist. Ebenso kann die nachstehend erörterte Berechnung des Dreigelenkträgers aus denselben Gründen auch auf einen Bogen mit teilweiser Einspannung, wie ein solcher auf Taf. 28 dargestellt ist, angewendet werden, jedoch stets unter

---

1) Beweis siehe weiter unten.

der Bedingung (welche aber fast immer zutrifft), daß der für das größte Biegungsmoment ermittelte Bogenquerschnitt an jeder Stelle des Bogens mindestens vorhanden ist. **Verstärkungen** aus ästhetischen oder sonstigen Rücksichten sind selbstverständlich zulässig.

* * *

Wir wenden uns jetzt zur Erläuterung der auf Taf. 27 dargestellten graphischen Berechnung eines Bogenträgers. Dieselbe bezieht sich auf den bestimmten Fall des auf Taf. 28 dargestellten Hallenbinders, kann aber auch auf jeden andern Bogen von beliebiger Form und Belastung in gleichem Sinne angewendet werden. — Der Bogen hat eine Spannweite von 20 m, die Pfeilhöhe beträgt $^1/_5$ der Spannweite, die Binderentfernung ist = 4,6 m. Der Bogen wird durch die auflastenden Pfetten in 12 gleiche Teile geteilt. Die mittleren sechs Felder werden durch ein sägeförmiges Oberlicht, die übrigen seitlichen Felder durch Wellblech überdacht. Das Eigengewicht des mittleren Teiles beträgt 68 kg f. d. qm Dachfläche, 68 . 4,6 = 313 kg f. d. m Bogen; das Eigengewicht der Seitenteile 40 kg f. d. qm Dachfläche, 40 . 4,6 = 184 kg f. d. m Bogen. Da die Länge eines Bogenfeldes 1,85 m beträgt, so ergeben sich die Auflagerdrucke der Pfetten im unteren Bogenteil zu 184 . 1,85 = 340 kg, im oberen Bogenteil zu 313 . 1,85 = 580 kg.

Die größte Schneelast wird zu 75 kg f. d. qm Grundfläche = 75 . 4,6 = 345 kg f. d. m Bogensehne angenommen. Mit diesem Werte sind die abzugreifenden Entfernungen $\frac{a_0 - a_2}{2}$, $\frac{a_1 - a_3}{2}$ usw. (Fig. 1a, Taf. 27) zu multipliziren, um die auf die Knotenpunkte $b_1, b_2 \ldots$ entfallenden Lastanteile zu erhalten.

Der Winddruck wird unter 10° geneigt und zu 120 kg f. d. qm senkrecht getroffene Fläche angenommen. Für die unter dem Winkel α zum Horizont geneigte Fläche beträgt dann nach S. 14 der normal zur Dachfläche gerichtete Druck $= 120 . \sin(\alpha + 10)$ f. d. qm, und $1{,}85 . 120 . \sin\alpha$ f. d. m Bogen. Die Werte $1{,}85 . \sin(\alpha + 10)$ werden leicht durch Zeichnen gefunden.

Man ziehe durch Punkt a_0 in Fig. 1a eine um 10° von der Senkrechten abweichende Linie $a_0 - n$ und errichte zu dieser Linie die Senkrechten $n_6 - b_6$, $n_5 - b_5 \ldots$ in den Teilpunkten $a_0 - b_1 - b_2 \ldots b_6$ des Bogens. Die Abstände $a_0 - n_1$, $n_1 - n_2$ usw. stellen dann die Werte $1{,}85 . \sin(\alpha + 10)$ dar. Macht man nun noch $a_0 - m_0 = 4{,}6 . 120$, so ergeben die Flächen $m_0 - m_1$, $n_1 - a_0$ u. s. f. die auf die einzelnen Bogenabschnitte entfallenden Anteile des Winddruckes. Auf den Punkt b_1 entfällt dann beispielsweise ein Anteil von $\frac{a_0 - n_2}{2} . 4{,}6 . 120 = 745$ kg, welcher normal zur Bogentangente im Punkt b_1 wirkt. Genau genommen müßte der Winddruck nun auch in dieser schiefen Richtung bei der weiteren Behandlung beibehalten werden. Bei flachen Bögen, wie der vorliegende, kann man jedoch den Winddruck, ohne hierdurch das Ergebnis in nachteiliger Weise zu beeinflussen, senkrecht wirkend annehmen, um die Berechnung zu vereinfachen. Bei steilen Bögen von etwa mehr als $^1/_4$ Pfeilhöhe ist dies jedoch nicht mehr zulässig. Wir haben deshalb in Fig. 1 die Konstruktion unter Annahme eines senkrecht wirkenden, in Fig. 2 unter Annahme eines schief gerichteten Winddrucks durchgeführt und betrachten zunächst die erstere Ausführung.

Die größten Biegungsmomente im Bogen entstehen, wenn die eine Bogenhälfte gleichzeitig durch Schnee und Winddruck belastet ist, während die andere Bogenhälfte unbelastet bleibt. Hierbei ist der Fall, daß die volle Schneelast auf eine Bogenhälfte wirkt, während die andere Dachhälfte frei von Schnee ist, als nicht vorkommend auszuschließen. Es genügt vollständig, nur die halbe Schneelast von 38 kg f. d. qm Grundfläche als einseitige Belastung anzunehmen.[1])

Demnach wirken bei der für die Biegungsbeanspruchung des Bogens ungünstigsten Belastung auf die eine Bogenhälfte: Eigengewicht, Winddruck und halbe Schneelast, auf die andere Hälfte nur Eigengewicht.

Die auf die Lastpunkte $b_1 - b_2$ u. s. f. entfallenden Lasten $v_1 - v_{11}$ sind in dem Kräfteplan Fig. 1b der Reihe nach aneinander getragen und zwar wurde für 1 Tonne Last = 1 cm als Maßstab gewählt. Der eigentlich normal zur Dachfläche wirkende Winddruck ist hierbei senkrecht wirkend angenommen. Man wählt nun einen beliebigen Pol beispielsweise a_2 und zeichnet mit diesem das Seilpolygon $a_0 - e_1 - e_{12}$ (Fig. 1a) in bekannter Weise, indem man die Polygonseiten $a_0 - e_1$, $e_1 - e_2$ u. s. f. in Fig. 1a parallel den Strahlen $a_2 - 1$, $a_2 - 2$ u. s. f. in Fig. 1b zieht (vgl. S. 18). Dieses Seilpolygon geht nur durch **einen** der drei Gelenkpunkte, nämlich durch Punkt a_0. Es handelt sich nun darum diejenige Lage des Pols zu finden, für welche das entsprechende Seilpolygon auch durch die beiden anderen Gelenkpunkte b_6 und a_{12} hindurchgeht. Zieht man zunächst parallel zur Schlußlinie $a_0 - e_{12}$ des Seilpolygons e (Fig. 1a) die Linie $a_2 - s$ im Kräfteplan (Fig. 1b), so teilt diese Linie die Kraftlinie 1 - 12 in die beiden senkrechten Auflagerdrucke 1 - s, s - 12. Diese Auflagerdrucke müssen selbstredend für jedes beliebige Seilpolygon ihre gleiche Größe behalten, da sich die Lasten nicht ändern. Es muß demnach für jeden beliebigen Pol der zur Schlußlinie des Seilpolygons parallel gezogene Strahl durch Punkt s hindurchgehen. Mithin muß der Pol desjenigen Seilpolygons, welches durch die End-

1) Sollte wirklich einmal eine ungünstigere Belastung vorkommen, so kann bei der Seltenheit eines solchen Falles auch eine entsprechend höhere Beanspruchung zugelassen werden.

gelenke $a_0 - a_{12}$ hindurchgeht, auf dem zur Schlußlinie des Bogens $a_0 - a_{12}$ parallel gezogenen Strahl $s - o_2$ (Fig. 1b) liegen. Je nachdem man nun den Polabstand $s - o$ kleiner, oder größer wählt, wird das zugehörige Seilpolygon steiler oder flacher. Sämtliche Seilpolygone gehen aber durch die Endgelenke $a_0 - a_{12}$ hindurch. Um nun den bestimmten Polabstand $s - o_2$ zu finden, für welchen das zugehörige Seilpolygon auch durch Punkt b_6 geht, beachte man, daß der Polabstand in demselben Verhältnis wächst, in welchem die Ordinaten des Seilpolygons abnehmen und umgekehrt.

Es muß also sein:

$$\frac{s\,o_2}{s_1\,a_2} = \frac{e'\,e_6}{a_6\,b_6}, \text{ demnach } s\,o_2 = \frac{e'\,e_6 \,.\, s_1\,a_2}{a_6\,b_6}.$$

Durch Zeichnung findet man $s\,o_2$, indem man im Kräfteplan $s\,i = a_6\,b_6$, $s\,k = e'\,e_6$, $s\,o_1 = s_1\,a_2$ macht und die Linie $k\,o_2$ parallel zu $i\,o_1$ zieht. Der Schnittpunkt o_2 ist der gesuchte Pol.

Mit Hilfe dieses Pols zeichnet man alsdann das Seilpolygon $a_0 - c_1 \ldots c_{11} - a_{12}$ in Fig. 1a, welches durch die drei Gelenke hindurchgehen muß, wenn die Ermittelung des Punktes o_2 genau ausgeführt ist.

Die in den Punkten b wirkenden Momente ergeben sich nun als Produkt der Ordinaten $b - c$ und des Polabstandes $s\,o_2$.[1])

Die Ordinate $b - c$ und damit auch das Moment wird am größten im Punkt b_9. Hier ist $c_9\,b_9 = 0{,}6$ m, der Horizontalschub (Polabstand) $s\,o_2$ ist gleich 6,15 t, mithin

$$M = 0{,}6 \,.\, 6{,}15 = 3{,}69 \text{ tm}$$

oder 369 000 kgcm.

Die in diesem Punkt gleichzeitig wirkende Normalspannung ist gleich der Linie $o_2 - 10$ des Kräfteplans $= 6{,}8$ t.

Der Querschnitt ist nun so zu wählen, daß die zulässige Beanspruchung

$$k > \frac{6800}{f} + \frac{369\,000}{W} \text{ bleibt.}$$

Für den gewählten Querschnitt (Taf. 28, Fig. 7 ohne Stoßlaschen) ist

$$f = 80, \; W = 476$$

und demnach

$$k = \frac{6800}{80} + \frac{369\,000}{476} = \text{rund } 860,$$

während 900 kg zulässig ist. Mithin genügt der Querschnitt.

Nach den Gelenkpunkten zu nehmen die Ordinaten des Seilpolygons und dementsprechend die Momente ab. Es könnte also auch der Querschnitt hier entsprechend verringert werden. Bei den Hochbauausführungen wird hiervon kaum jemals Gebrauch zu machen sein, weil die erzielte Materialersparnis durch den Mehraufwand an Arbeit aufgehoben würde.

Wird ein gleichmäßiger Querschnitt gewählt, so können die Gelenke bei der Ausführung ganz weggelassen werden, da die Haltbarkeit dadurch nur gewinnt. So ist bei dem auf Taf. 28 dargestellten Bogen sogar eine teilweise Einspannung des Kämpfers mit der Säule angeordnet worden, um eine gute Verbindung zwischen Säule und Bogen zu erhalten. Wollte man bei dieser Anordnung den Bogen genau nach den Elastizitätsgesetzen berechnen, so würde man eine äußerst umständliche Arbeit vornehmen müssen, um schließlich zu einem Ergebnis zu gelangen, welches von dem vorstehend gefundenen in praktisch wenig merkbarem Maße abweichen würde.[1])

Wird die vorstehend beschriebene Konstruktion auf sehr flache Bögen angewendet, so erreicht man eine größere Deutlichkeit, wenn die Ordinaten des Bogens in größerem Maßstab gezeichnet werden, während die Spannweite unverändert bleibt. Die Ordinaten des Seilpolygons wachsen dann in demselben Verhältnis und lassen sich genauer abgreifen. Da die Poldistanz in demselben Verhältnis abnimmt, in dem die Ordinaten wachsen, so bleibt das Verfahren zur Ermittelung der Momente ganz dasselbe. Um die Normalspannung zu ermitteln, hat man dagegen den wirklichen Polabstand einzuführen.

* * *

Bei der einseitigen Belastung wird zwar die Beanspruchung des Bogens am ungünstigsten, nicht aber der Horizontalschub. Dieser wird am größten bei voller Belastung. Um daher die Stärke der Zugstange, oder die

---

1) Beweis: Nach S. 20 ist das Moment der sämtlichen auf einer Seite des Schnittes liegenden äußeren Kräfte gleich dem Moment der Mittelkraft dieser Kräfte. Denkt man sich beispielsweise in Punkt b_9 den Bogen durchschnitten, so wirken auf den rechten abgeschnittenen Bogenteil die Kräfte v_9, v_{10}, v_{11} und die Auflagerkraft $o_2 - 12$ (Fig. 1b), auf den linken Teil die Kräfte v_1 bis v_8 und die Auflagerkraft $o_2 - 1$. In beiden Fällen ist der Strahl $o_2 - 9$ die Mittelkraft. (Man kann ebensogut v_9 zur linken Bogenhälfte rechnen und erhält dann $o_2 - 10$ als Mittelkraft.) Die Lage der Mittelkraft ist durch die Seite $c_8 - c_9$ (Fig. 1a) des Seilpolygons gegeben.

Mithin ist das Moment

$$M = (o_2 - 9) \,.\, (b_9 - u).$$

Da $\triangle\, b_9 - u - c_9$ (Fig. 1a) ähnlich $\triangle\, o_2 - 9 - s$ (Fig. 1b), so verhält sich

$$\frac{s - o_2}{b_9 - u} = \frac{o_2 - 9}{b_9 - c_9}, \text{ woraus } b_9 - u = \frac{(s - o_2) \,.\, (b_9 - c_9)}{o_2 - 9}.$$

Setzt man diesen Wert in die obige Gleichung ein, so erhält man $M = (s - o_2) \,.\, (b_9 - c_9)$, was zu beweisen war.

1) Über die Ausführung der graphischen Konstruktion bei Bögen mit weniger als zwei Gelenken siehe: „Neue Konstruktionen aus der graphischen Statik" von Dr. H. T. Eddy. Verlag von B. G. Teubner. Leipzig 1880.

Standsicherheit der Widerlager zu bestimmen, welche den Schub aufzunehmen haben, hat man noch ein zweites Seilpolygon bei voller Belastung zu zeichnen. In vorliegendem Beispiel war Eigengewicht und Winddruck wie bei einseitiger Belastung, der Schnee dagegen in voller Ausdehnung über den ganzen Bogen und mit 75 kg f. d. qm Grundfläche anzunehmen. Die entsprechenden Lasten v' sind im Kräfteplan Fig. 1c aneinander getragen und zwar im halben Maßstab von Fig. 1b. Die Zeichnung ist ganz in derselben Weise durchgeführt wie bei einseitiger Belastung. Zunächst wurde mit dem beliebigen Pol o_1 das Seilpolygon f gezeichnet, ferner in Fig. 1c $\| o_1 s' \# a_0 f_{12}$, $o_2 s' \# a_0 a_{12}$ gezogen, alsdann $s'i' = \frac{1}{2}\, a_6 b_6$, $s'k' = f' f^6$ gemacht und $k' o_3 \# i' o_2$ gezogen. o_3 ist der gesuchte Pol, mit welchem das durch die drei Gelenke gehende Seilpolygon $a_0 - d - a_{12}$ gezeichnet ist. Man sieht, daß die Momente hier erheblich kleiner sind, als bei einseitiger Belastung. So beträgt das größte Moment im Punkt $b_9 = 0{,}3 \,.\, 9{,}35 = 2{,}805$ tm gegen 3,69 tm bei einseitiger Belastung. Dagegen beträgt der Horizontalschub $= 9{,}35$ t, also etwa $\frac{3}{2}$ des Schubes bei einseitiger Last. Es empfiehlt sich nicht, die Zugstange mit mehr als 800 kg zu beanspruchen. Demnach ergibt sich der Durchmesser bei rundem Querschnitt der Stange aus:

$$0{,}8 \; \frac{d^2 \pi}{4} = P \text{ (Tonnen)}$$

$$d = 1{,}26 \sqrt{P} = 1{,}26 \sqrt{9{,}35} = 3{,}85 \text{ cm},$$

hierfür rund 4 cm.

Diese Bestimmung ist jedoch nur dann angängig, wenn die Zugstange nach Taf. 28 ausgebildet ist. Wird dieselbe durch Schraubengewinde geschwächt, dann ist der Durchmesser nach Gleichung (13), S. 48 zu bestimmen, und zwar wird

$$d_1 = 1{,}45 \sqrt{P} = 4{,}44$$

$$d = \frac{d_1 + 0{,}13}{0{,}9} = 5{,}1 \text{ cm}.$$

Wegen der übrigen Abmessungen siehe S. 50, Beispiel 1 und 2.

* * *

Es erübrigt nun noch, die in Fig. 2, Taf. 27, ausgeführte Konstruktion des Seilpolygons unter Annahme des *schief* wirkenden Winddrucks zu erläutern:

In den Lastpunkten $b_1 b_2 \ldots$ sind die senkrechten Kräfte v aus Schnee und Eigengewicht, daran anschließend die normal zur Dachfläche wirkenden Windkräfte w angetragen. Durch Verbindung der Endpunkte erhält man die Richtung und Größe der Mittelkräfte r der Belastung. Letztere sind in dem Kräfteplan Fig. 2b der Reihe nach aneinander getragen. Alsdann ist mit dem beliebig angenommenen Pol o_1 das Seilpolygon $a_0 d_1 \ldots d_{12}$ gezeichnet. Verlängert man die äußersten Seiten $a_0 d_1$, $d_{11} d_{12}$ bis zum Schnittpunkt x_1, so geht durch diesen die Mittelkraft R_1 der sämtlichen Lasten (vgl. S. 18). Da die Lage der Mittelkraft unveränderlich ist, so müssen sich stets die äußeren Seiten jedes beliebigen Seilpolygons auf dieser Linie schneiden, demnach gibt $x_1 a_{12}$ die Richtung der äußeren Seite desjenigen Seilpolygons an, welches außer durch a_0 auch durch a_{12} hindurchgeht. Den zugehörigen Pol findet man, indem man im Kräfteplan eine Parallele zu $x_1 a_{12}$ durch Punkt 12 zieht. Der Schnittpunkt o_2 dieser Linie mit dem Strahl $o_1 - 1$ ist der gesuchte Pol.

Nimmt man auf der Linie R_1 in Fig. 2a einen beliebigen andern Punkt z. B. x_3 an, so erhält man im Kräfteplan in gleicher Weise wie vorhin durch Ziehen der zu $x_3 - a_0$, $x_3 - a_{12}$ parallelen Strahlen $1 - o_3$, $12 - o_3$ den zugehörigen Pol o_3, welcher gleichfalls der Bedingung genügt, daß das mit diesem Pol gezeichnete Seilpolygon durch die Punkte $a_0 - a_{12}$ geht. Verbindet man o_3 mit o_2, so genügt offenbar jeder auf dieser Geraden und deren Verlängerung liegende Pol gleichfalls dieser Bedingung.

Zu gleichem Ergebnis gelangt man mittels folgender Konstruktion, welche der bei senkrechten Lasten angewandten entspricht: Man ziehe durch a_{12} in Fig. 2a eine Parallele zur Mittelkraft R_1. Dieselbe schneidet das Seilpolygon d im Punkt z_1. Der im Kräfteplan (Fig. 2b) parallel zur Schlußlinie $a_0 - z_1$ gezogene Strahl $o_1 - z_1$ teilt die Mittelkraft R_1 in zwei Teile, welche der Größe der in den Punkten $a_0 - a_{12}$ wirkenden, der Mittelkraft R_1 parallel laufenden Auflagerkräfte entsprechen. Zieht man durch z_1 in Fig. 2b eine Parallele zu $a_0 - a_{12}$ (in diesem Falle horizontal), so muß auf dieser Linie der gesuchte Pol liegen.

Da bei dem graphischen Verfahren mit schief gerichteten Kräften leicht Irrtümer unterlaufen, so empfiehlt es sich, beide Konstruktionen zur gegenseitigen Kontrolle anzuwenden.

Es erübrigt noch den Pol o_6 auf $o_3 - z^1$ zu finden, welcher der Lage des Dreigelenkpolygons entspricht. Erstes Verfahren: Der Schnittpunkt x_2 in Fig. 2a ist ein Durchgangspunkt der Mittelkraft R_2 der Kräfte r_1 bis r_5. Dreht man $x_2 - d_6$ um Punkt x_2 bis zur Lage $x_2 - b_6$ und zieht durch Punkt 6 (Fig. 2b) eine Parallele $6 - o_4$ hierzu, so ist der Schnittpunkt o_4 ein Pol, für welchen das Seilpolygon durch die beiden Gelenke a_0 und b_6 hindurchgeht.

Ebenso entspricht Pol o_5 dem Punkt x_4. Auf der Verbindungslinie $o_5 - o_4$ liegen demnach die Pole der durch $a_0 - b_6$ gehenden Seilpolygone. Da ferner die Linie $o_3 - y_2$ im Kräfteplan der Ort der Pole ist, für welche das Seilpolygon durch die Gelenke $a_0 - a_{12}$ hindurchgeht, so muß der Pol des Dreigelenkpolygons $a_0 - b_6 - a_{12}$ im Schnittpunkt o_6 der Linien $o_3 - y_2$, $o_5 - o_4$ liegen.

Nach dem zweiten Verfahren zieht man durch den Scheitelpunkt b_6 (Fig. 2a) eine Parallele zur Mittelkraft R_2,

ferner im Kräfteplan den Strahl $o_1 - n'$ parallel der Teil-Schlußlinie $a_0 - n$, und schließlich durch n' eine Parallele zu $a_0 - b_6$. Alsdann ist der Schnittpunkt o_6 der Linien $n' - o_6$ und $o_2 - y_2$ der gesuchte Pol.

Mit diesem Pol zeichnet man nunmehr das Dreigelenkpolygon $a_0 - b_6 - a_{12}$. Die Momente ergeben sich dann als das Produkt der Ordinaten des Seilpolygons in der Kraftrichtung gemessen (also $c_1 - b_1$, $c_2 - b_2$ u. s. f.) multiplizirt mit dem senkrechten Abstand des Pols von der zugehörigen Seite des Kräfteplans.[1])

Beispielsweise ist das Moment im Punkt $b_3 = b_3 c_3 . o_6 q = 0{,}52 . 6{,}3 = 3{,}28$ tm und das größte Moment im Punkt $b_9 = 0{,}6 . 6{,}2 = 3{,}72$ tm, also etwas größer, als bei senkrecht angenommenem Winddruck. Der gewählte Querschnitt reicht jedoch noch aus, da

$$k = \frac{6500}{80} + \frac{372\,000}{476} = 862 < 900.$$

Man sieht, daß bei vorliegendem Beispiel die Berücksichtigung der schiefen Richtung des Windes von keinem praktischen Wert ist, gegenüber der einfacheren Konstruktion mit senkrechten Lasten. Bei steilerer Dachneigung kann der Unterschied jedoch von praktischer Bedeutung werden. Außerdem ist hier auf den einseitigen Horizontalschub des Windes zu rücksichtigen, welcher so erheblich werden kann, daß bei der Gestaltung des Widerlagers darauf Rücksicht genommen werden muß.

In dem Kräfteplan Fig. 2b stellt die Horizontale $o_6 - y_1 = 5{,}0$ t den eigentlichen Bogenschub, die Horizontale $y_1 - y_2 = 1{,}2$ t den einseitigen Horizontalschub des Windes, der Strahl $o_6 - 1 = 7{,}6$ t den Lagerdruck für das der Windseite zugekehrte Auflager, der Strahl $o_6 - 12 = 7{,}2$ t den Lagerdruck des gegenüberliegenden Auflagers dar. Sind die Widerlager fest und der Bogen ohne Zugstange konstruirt, so hat das Widerlager der unbelasteten Bogenhälfte außer dem Bogenschub noch den Windschub voll aufzunehmen. Der Temperaturunterschied macht sich in diesem Falle durch Heben und Senken des Bogenscheitels bemerkbar. Ist der Bogen mit Zugstange konstruirt, so bewirkt die Temperaturänderung eine gleichmäßige Ausdehnung des Bogens und der Zugstange und damit eine Verschiedenheit des Abstandes der Auflager. Von letzteren ist daher, wie bei den gewöhnlichen Trägern, das eine fest, das andere beweglich, oder es sind beide Auflager in gewissen Grenzen beweglich zu konstruiren. Ist das Auflager der Windseite beweglich, das gegenüberliegende fest, so hat die Zugstange nur den Bogenschub $o_6 - y_1$ aufzunehmen, während der Windschub $y_1 - y_2$ auf das feste Lager entfällt. Im umgekehrten Falle muß die Zugstange auch den Windschub auf das gegenüberliegende feste Lager übertragen. Da der Wind sowohl die eine als die andere Bogenhälfte treffen kann, so ist die Zugstange in jedem Falle unter Zugrundelegung des vollen Schubes $o_6 - y_2 = t$ zu bemessen, welcher sich durch Zeichnen des Dreigelenkpolygons für volle Last bei schiefen Windlasten (auf Taf. 27 nicht ausgeführt) ergibt.

Die Spannungen im Bogen werden durch die Anordnung der Auflager hierbei nicht beeinflußt.

§ 4.

Berechnung des Fachwerkbogens.

Die Anwendung der Fachwerkbogen bei Hochbauten empfiehlt sich nur bei Dachkonstruktionen von bedeutenden Spannweiten. Als neuere derartige Beispiele sind die Überdachungen der Bahnsteige auf den Bahnhöfen Alexanderplatz und Friedrichstraße der Berliner Stadtbahn, sowie auf Hauptbahnhof Frankfurt zu nennen. Die Halle des zuerst genannten Bahnhofs ist auf Taf. 31 dargestellt.[1])

Die Berechnung der Fachwerkträger erfolgt unter Zugrundelegung zweier Kämpfer- und eines Scheitelgelenkes. Letzteres darf hierbei nicht wie bei dem Vollwandbogen bei der Ausführung weggelassen werden, da alsdann Spannungen in den Fachwerkstäben auftreten können, welche die berechneten übersteigen. Da die Ausführung des Scheitelgelenkes bei den ruhenden Belastungen der Hochbauten gar keinen Bedenken unterliegt, so können Konstruktionen ohne Gelenk gänzlich vermieden werden, weshalb auch von einer Vorführung der sehr verwickelten Berechnungsweisen derartiger Anordnungen gänzlich abgesehen wird.

Wir zeigen die Berechnung der Fachwerkbögen wieder an einem bestimmten Beispiel und wählen zur besseren Übersicht ein einfaches Stabsystem von verhältnismäßig geringer Spannweite. Der Bogen (Taf. 30, Fig. 1 a) besteht aus einer oberen flach gebogenen Gurtung, auf welcher die Pfetten in den Punkten a aufliegen, und einer stärker gekrümmten unteren Gurtung. Die Spannweite beträgt (wie bei Taf. 27) 20,0 m. Je zwei in 1,5 m Abstand angeordnete Bögen werden mittels Querverband zu einem Ganzen verbunden, damit ein seitliches Ausknicken der Gurte vermieden wird. Die Binderpaare seien 9,2 m von einander entfernt.

Die Belastungsverhältnisse werden ebenso wie bei dem Beispiel im § 3 angenommen. Die senkrechten Seiten der Halle sind durch Fachwände geschlossen gedacht, welche sich gegen die Binder anlehnen. Der auf diese Wände wirkende Winddruck findet demnach zur Hälfte sein Auflager im Punkt a_1, zur andern Hälfte im Punkt a_0. Letztere Kraft ist für die Berechnung des Bogens ohne Einfluß und ist

1) Der Beweis ist leicht in ähnlicher Weise zu führen wie bei senkrechten Lasten.

1) Darstellungen der Bahnhöfe Alexanderplatz und Friedrichstraße finden sich in Erbkam, Zeitschrift f. Bauwesen, Jahrg. 1885.

nur bei Bestimmung der Verankerung des Widerlagers zu berücksichtigen, falls die Fachwände nicht unabhängig von der Halle fundamentirt sind.

Die Ermittelung der auf die einzelnen Lastpunkte entfallenden Kräfte geschieht in der im § 3 gezeigten Weise. In Fig. 1a und in dem zugehörigen Kräfteplan Fig. 1b sind diese Kräfte bei voller Belastung durch Wind und Schnee, in dem Kräfteplan Fig. 1c bei Belastung der einen Binderhälfte durch Wind und halbe Schneelast dargestellt.

Es werden nun zunächst die in den drei Gelenken wirkenden Kräfte ganz in derselben Weise, wie bei dem Vollwandbogen, durch Zeichnen des durch die drei Gelenke gehenden Seilpolygons ermittelt.

Die Strahlen o_1 - 1, o_1 -15 und o_3 - 1, o_3 - 15 der Kräftepläne Fig. 1b und 1c stellen dann die in den Auflagergelenken, die Strahlen o_1 - 8 und o_3 - 8 die in dem Scheitelgelenk wirkenden Kräfte dar. Nun ist jede Bogenhälfte als ein gesonderter Fachwerkträger anzusehen, welcher durch die in den Lastpunkten wirkenden äußeren Kräfte und durch die in den Gelenken wirkenden Auflagerkräfte beansprucht wird. Die Ermittelung der Stabspannungen erfolgt demnächst ebenso wie bei dem gewöhnlichen Fachwerkträger nach der Momentenmethode oder nach der Methode der Kräftepläne. In den graphischen Darstellungen auf Taf. 30 ist die letztere Behandlungsweise gewählt worden. Die in den Kräfteplänen (Fig. 2a und 2b) gezeichneten Stabspannungen sind hierbei mit denselben Nummern bezeichnet, welche die zugehörigen Stäbe in Fig. 1a erhalten haben. Die Druckspannungen sind durch stärkere Striche von den Zugspannungen unterschieden. Die äußeren Kräfte sind durch starken Doppelstrich hervorgehoben. Zum besseren Verständnis werde ein Teil der Konstruktion nachstehend verfolgt:

Kräfteplan Fig. 2a, Punkt a_0. Bekannt ist die Auflagerkraft o_1 - 1, unbekannt die Stabspannung 1 und 2. Man erhält letztere, indem man die Linie o_1 - 1 (Fig. 2a) in der Richtung der Auflagerkraft verfolgt, dann die Parallelen 1 und 2 zu den gleichnamigen Stäben Fig. 1a so zieht, daß der Schluß des Kräftedreiecks in Punkt o_1 erreicht wird. Hierbei ist zuerst, anschließend an o_1 - 1, die Linie 2 zu ziehen, da diese beim Fortschreiten im Sinne des Uhrzeigers am nächsten der äußeren Auflagerkraft in Fig. 1a liegt.

Der weitere Verlauf ist ganz derselbe wie bei den im § 8 des sechsten Kapitels angeführten Beispielen.

Man erkennt, daß die Spannungsstrahlen der unteren Gurtung, da diese unbelastet, sämtlich in dem Pol o zusammenlaufen, während die Spannungsstrahlen der oberen Gurtung durch die entsprechenden Berührungspunkte der Kraftlinien hindurchgehen. Man zieht demnach durch den Pol o parallele Strahlen zu den Seiten der unteren Gurtung und durch die Grenzpunkte zwischen den Kräften r parallele Linien zu den entsprechenden Seiten der oberen Gurtung; die Spannungen des Netzwerkes sind dann zwischen den beiden Strahlsystemen zu zeichnen. Wenn die Zeichnung genau durchgeführt ist, müssen sämtliche Stabspannungen eine geschlossene zusammenhängende Figur bilden. Die Genauigkeit wird um so schwieriger zu erreichen sein, je engmaschiger das Netzwerk ist.[1]) Man zeichnet am besten den Kräfteplan in der Weise, daß man gleichmäßig vom Auflager und vom Scheitel nach der Mitte vorgeht und den Schluß der Figur hier zu erreichen sucht. Kleine Fehler kann man ohne Nachteil auf die benachbarten Stäbe verteilen. Die Genauigkeit ist praktisch vollständig ausreichend, wenn die Kräfte nach Tonnen mit einer Dezimalstelle abgegriffen werden können. —

Man erkennt aus den Kräfteplänen 2a und 2b, daß die Spannungen im Netzwerk gering im Verhältnis zu den Gurtspannungen sind. Die größten Spannungen treten in den unteren Stäben des Untergurts auf. Nur auf Zug werden in beiden Grenzfällen der Belastung lediglich die Netzstäbe 6, 10, 26 und 30 beansprucht, nur diese können daher als Flachbänder ausgebildet werden, während alle übrigen Stäbe einen mit Rücksicht auf Knicken steifen Querschnitt erhalten müssen. Dieselben können dagegen auch sämtlich aus Flachstäben bestehen, wenn man sich, wie bei dem auf Taf. 31 dargestellten Beispiel, zur Anordnung von Gegendiagonalen entschließt. (Vgl. S. 116.) Die Bestimmung der Stabquerschnitte erfolgt nach denselben Regeln wie bei dem Fachwerk. (Vgl. Kap. 6, § 5.)

§ 5.

Gestaltung der einzelnen Teile der Bogenträger.

Die Bogenträger mit voller Wand sind im wesentlichen nach den im 4. Kap., § 3 über genietete Träger, die Fachwerkbögen nach den im 6. Kap., § 6 über Fachwerkträger gegebenen Regeln zu gestalten. Nachstehend haben wir nur einige den Bogenkonstruktionen eigentümliche Besonderheiten zu erwähnen.

Bei kleinen Bögen mit geringen Beanspruchungen genügen vielfach zwei [-Eisen, welche sich bei den kleineren Profilen und bei flacher Bogenform unschwer durch Biegen in warmem Zustand in die entsprechende Bogenform bringen

1) Ist die Entfernung der Gurtungen so gering und sind demnach die Maschen des Netzwerkes so eng, wie bei dem auf Taf. 31 dargestellten Beispiel, so wird man am zweckmäßigsten eine genaue Ermittelung der Netzspannungen ganz unterlassen, da sich doch geringere als die praktisch zulässigen kleinsten Querschnittswerte ergeben. In diesem Fall wird man daher lediglich die Gurtquerschnitte in derselben Weise, wie bei dem Vollwandbogen ermitteln. Die Gurtentfernung ist alsdann entsprechend der Größe der Momente verschieden groß zu wählen. Der Bogen gehört demnach eigentlich zu den Vollwandbogen mit ungleichem Querschnitt, bei welchen die Blechwand durch Gitterwerk ersetzt ist.

lassen. So läßt sich ⌐-Eisen Nr. 12 noch bequem und ohne Schaden für das Material nach einem Halbmesser von etwa 6 m krümmen.

Bei größeren Beanspruchungen, für welche diese Profile nicht mehr genügen, ist der gewöhnliche I-förmige Querschnitt mit Blechwand und vier Winkeleisen am zweckmäßigsten (Taf. 28). Die letzteren lassen sich hierbei unschwer in die Bogenform bringen, dagegen mußten die Stehbleche bislang der Bogenform entsprechend aus rechteckigen Blechen ausgeschnitten werden. Mit Rücksicht auf Materialverbrauch konnten die einzelnen Stücke hierbei nicht gut über $2-2^1/_2$ m lang werden, es wurden daher viele Stöße der Blechwand erforderlich. Wegen dieser Unbequemlichkeiten hat man bislang vielfach die Blechwand durch Gitterwerk ersetzt (Fig. 2a, Taf. 32). Ein solches Gitterwerk macht aber einesteils einen unruhigen und schwächlichen Eindruck, andernteils ist die Ausführung nicht ganz einfach, auch wird der Bogen geschwächt, da selbstverständlich das Widerstandsmoment der Blechwand in Wegfall kommt. Allen diesen Übelständen ist neuerdings dadurch abgeholfen, daß die größeren Walzwerke die Bleche unmittelbar nach dem Walzen noch im warmen Zustand hochkantig nach beliebigem Halbmesser gebogen herstellen. Die Bleche (Flacheisen) werden in dieser Weise gebogen bis zu etwa 6 m Länge mit geringem Preisaufschlag geliefert. —

Der Stoß der Blechwand wird durch doppelte Laschen, welche auch über die vertikalen Winkelschenkel hinweggehen (vgl. Fig. 7, Taf. 28), gedeckt. Zwischen den Laschen und der Blechwand werden Futterbleche angeordnet. Die Winkel können, wie bereits früher erwähnt, bis zu 14 m ohne Stoß verwendet werden. Man legt zweckmäßig behufs Materialersparnis und bequemerer Aufstellung des Bogens den Stoß der Winkel mit einem der Blechstöße zusammen. Außer den senkrechten Decklaschen werden dann nur noch Deckplatten über den horizontalen Schenkeln der Winkeleisen erforderlich. Ein derartiger Stoß für Blechwand und Winkel ist auf Taf. 28, Fig. 6 im einzelnen dargestellt.

Die Höhe der Blechwand geht in der Regel nicht über 40 cm hinaus. Hierbei ist eine besondere Versteifung gegen seitliches Ausknicken des Bogens noch zu entbehren, wenn die durch Winddiagonalen versteiften Pfetten (Lastträger) unmittelbar auf dem Bogen aufliegen, oder besser zwischen den Bögen eingespannt sind. Bei größeren Bogenhöhen, sowie in allen Fällen, in denen die Lastträger erst mittels Zwischenkonstruktionen auf den Bogen übertragen werden, ist eine besondere Sicherung des Bogens gegen seitliches Ausknicken notwendig. Dieses wird am besten dadurch bewirkt, daß entweder für den Bogen das Profil des Kastenträgers gewählt wird, oder daß, falls dies nicht genügt, je zwei Bögen paarweise angeordnet und in angemessenen Abständen durch horizontale und diagonale Stäbe wie bei Fig. 1 und 9, Taf. 31, gekuppelt werden. Letzteres wird namentlich stets bei dem Untergurt der Fachwerkbogen erforderlich. Die Berechnung der Abstände, in welchen die Querverbindungen anzubringen sind, erfolgt nach den S. 34 gegebenen Zerknickungsformeln. Gegen Ausbeulen der Blechwand ist außerdem ebenso wie bei dem genieteten Träger eine Vertikalversteifung unter jedem Lastpunkt mittels ⌊ oder ⊥-Eisen zu bewirken. (Siehe Taf. 28, Fig. 1.) — Die Gestaltung der Stabquerschnitte und der Stabverbindungen der *Fachwerkbögen* erfolgt in gleicher Weise wie bei den gewöhnlichen Fachwerkträgern.

Die Zugstangen werden des Aussehens halber gewöhnlich aus Rundeisen hergestellt, wobei die einzelnen Stücke nicht gern über 10 m lang gewählt werden. Die Stoßverbindung erfolgt am besten mittels Gelenk nach Fig. 8, Taf. 28, weniger gut durch Verschraubung nach Fig. 6, Taf. 4, da in diesem Falle ein größerer Querschnitt der Stange mit Rücksicht auf die durch das Schraubengewinde entstehende Schwächung erforderlich wird. Aus diesem Grunde empfiehlt sich auch die in Fig. 10, Taf. 28 dargestellte Endbefestigung der Stange.[1]) Die Stange muß außerdem, um eine Beanspruchung derselben auf Biegung auszuschließen, unter allen Umständen an dem Bogen mittels eines Scharniers befestigt sein. Damit die Zugstangen nicht infolge des eigenen Gewichtes durchbiegen, werden sie in angemessenen Abständen (2—4 m) an dem Bogen mittels schwacher Hängeeisen angehängt. Eine derartige Anordnung ist aus Fig. 1 und 9, Taf. 28 zu ersehen. Ist die Zugstange nicht sichtbar, so kann man anstatt des Rundeisens auch Flach- oder Winkeleisen verwenden.

Die Fachwerkbögen umfassen in der Regel auch die Seitenwände der Hallen, so daß die Auflager sich unmittelbar über dem Fundament befinden (Taf. 31, Fig. 1 und 2). In diesem Falle wird die Zugstange entbehrlich, falls nach außen genügend Raum zur entsprechenden Ausbildung des Fundamentmauerwerks vorhanden ist. Fehlt dieser Raum, wie bei den auf den Viaduktpfeilern angeordneten Bögen der Stadtbahnhallen (Taf. 31), so ist der Schub durch schräg nach innen angebrachte Anker aufzunehmen. Näheres hierüber folgt weiter unten.

§ 6.

Lager und Gelenke der Bogenträger.

Die *Kämpfergelenke* der Bogenträger mit Zugstangen haben ganz die gleiche Aufgabe zu erfüllen, wie die Auflager bei den gewöhnlichen Trägern. Man kann daher die im § 9 des 4. und § 7 des 6. Kap. beschriebenen Lagerkonstruktionen in gleicher Weise für Bogenträger mit Zugstangen anwenden. Die gebogene Fläche des Gleitlagers und

---

1) Wegen Berechnung dieser Konstruktionsteile s. Kap. 3, S. 50.

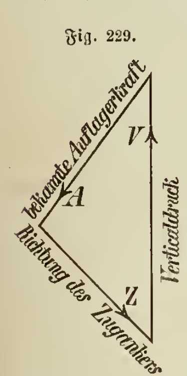
die Walze des Kipplagers gestatten vollständig die erforderliche Drehbewegung des Bogens im Auflagerpunkt. Ein Beispiel eines derartigen Lagers findet sich Taf. 32, Fig. 2a — c.

Ist keine Zugstange vorhanden, sondern wird der Druck unmittelbar auf das Widerlager übertragen, so kann man die Lager nach denselben Grundsätzen ausbilden, es empfiehlt sich dann jedoch die Lagerfläche senkrecht zur schiefen Auflagerkraft des Bogens anzuordnen, damit ein Ausspringen des Bogens verhindert wird. Da derartige Bögen zwischen festen Widerlagern bei Hochbauten höchst selten vorkommen, so begnügen wir uns mit diesem Hinweis, ohne näher auf die Einzelheiten einzugehen.

Eine eigenartige Konstruktion erhalten die Lager der Fachwerkbögen mit verankerten Fußgelenken. Auf Taf. 32, Fig. 1a — e sind die Einzelheiten eines solchen, bei der Halle des Bahnhofes Alexanderplatz (Stadtbahn) in Berlin zur Anwendung gekommenen, Fußgelenkes dargestellt. (Vgl. auch Taf. 31, Fig. 7, 8 und 10.) In ähnlicher Weise sind auch die Fußgelenke der Hallenbinder der übrigen Stadtbahnhöfe konstruirt.

Bei der steilen Dachneigung dieser Hallen entsteht bei vollem einseitigen Winddruck eine nach innen gerichtete Horizontalkraft, es mußte daher das Lager sowohl gegen einen nach außen als auch gegen einen nach innen gerichteten Schub gesichert werden. Die zu einem Doppelbinder gehörenden Einzelbinder sind unmittelbar über dem Auflager durch einen kräftigen Querträger verbunden (Fig. 1a, Taf. 32). In der Mitte dieses Trägers greift eine mit dem Fundament verankerte schräge Zugstange (Fig. 1d) an, welche den für gewöhnlich nach außen gerichteten Schub aufnimmt. Die Beanspruchung dieser Zugstange und die auf das Auflager wirkende senkrechte Kraft findet man aus dem bekannten Auflagerdruck durch Zeichnen des Kräftedreiecks (Fig. 229).

Fig. 229.



Zur Aufnahme der nach innen gerichteten Horizontalkraft kann man, falls genügend Raum vorhanden, einen gleichen entgegengesetzt gerichteten Zuganker anbringen. Bei der geringen Größe dieses Schubs ließ sich der gleiche Zweck jedoch in einfacherer Weise erreichen. Jeder der beiden Einzelbinder ist am Fuße mit einem Gußstück verschraubt, welches eine Stahlwalze umfaßt. Letztere ruht auf der gußeisernen Lagerplatte, welche mit einer Rippe in den Lagerstein eingreift. Die Lagerflächen der beiden Gußstücke sind nun nach der Mitte der Halle hin steigend angeordnet (Fig. 1e), und zwar muß die Neigung mindestens senkrecht zur schräg nach innen gerichteten Auflagerkraft gerichtet sein, wenn eine Verschiebung des Binderfußes nach innen vermieden werden soll. Man wird dieselbe zur Sicherheit etwas steiler anordnen. Da der nach innen gerichtete Schub in keinem Fall sehr bedeutend sein kann, so ist eine derartige Anordnung vollkommen ausreichend. Das Lager bietet bei einfacher Ausbildung genügende Sicherheit gegen Ausweichen und dabei gleichzeitig ausreichende Beweglichkeit für Temperaturdehnungen.

Den Durchmesser der Walze berechnet man nach Gleichung (11), S. 121, indem für P der größte Auflagerdruck, und $n = 1$ gesetzt wird. Die Abmessungen der Gußstücke sind ebenfalls nach den im § 7 des 6. Kap. entwickelten Gesichtspunkten zu bestimmen.

Die Scheitelgelenke werden nur auf Druck beansprucht, es genügen daher Konstruktionen, bei welchen ein Bolzen nach Art der Kipplager klauenartig umfaßt wird. Die Berechnung derartiger Gelenke, von welchen ein Beispiel auf Taf. 32, Fig. 2d — e, ein weiteres auf Taf. 33, Fig. 2 dargestellt ist, erfolgt wie bei den Kipplagern (S. 120), indem man für P den größten Scheiteldruck des Bogens (bei voller Belastung) einzusetzen hat. Da jedoch derartige Konstruktionen ein Ausspringen der Klauen bei einseitiger Belastung und ausnahmsweise vorkommenden Stößen, oder Erschütterungen nicht ausschließen, so hat man in einzelnen Fällen das Gelenk nur bis nach erfolgtem Ausrüsten beibehalten und später den Scheitelstoß mittels Deckplatten fest vernietet, wie dies aus dem Taf. 32, Fig. 2d dargestellten Beispiel zu ersehen. Bei dem gleichbleibenden Querschnitt des zugehörigen Bogens war dies nach dem weiter oben gesagten ohne weiteres thunlich, ja man hätte das Scheitelgelenk auch von Anfang an entbehren können. Bei Bögen mit wechselndem Querschnitte, bei welchen letzteres nicht rätlich, ist eine scharnierartige Ausbildung des Gelenkes, bei welcher der Bolzen von beiden Bogenhälften voll umfaßt wird, vorzuziehen. Ein solches Gelenk mit doppelschnittigem Bolzen ist das auf Taf. 33, Fig. 1a—f dargestellte Scheitelscharnier der Halle des Bahnhofes Alexanderplatz in Berlin (vgl. auch Taf. 31, Fig. 5).

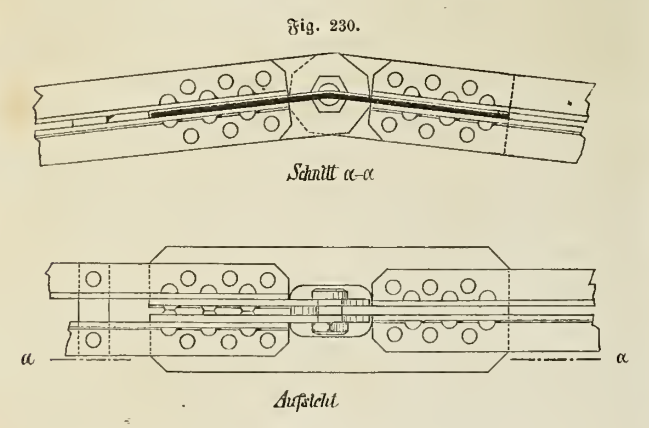
Die Berechnung der Bolzenstärke erfolgt bei einem solchen Gelenk nach Gleichung (17), S. 49, indem für P der größte Scheiteldruck eingesetzt wird. Außerdem muß der Lochwanddruck nach Gleichung (18), S. 49 berücksichtigt und danach die Blechstärke der Scharnierösen berechnet werden. Letztere wird durch Aufnieten mehrerer Platten erreicht. (Vgl. Beispiel 2, S. 51.)

Um die geringe Seitensteifigkeit derartiger Gelenke zu vermehren, empfiehlt es sich zu beiden Seiten des Gelenkes nach umstehender Fig. 230 horizontale Bleche anzuordnen, welche zwar eine feste Verbindung der beiden Bogenhälften herbeiführen, aber trotzdem die nötige Beweglichkeit des Gelenkes zulassen.

Das gleiche Streben nach Seitensteifigkeit, sowie auch nach größerer Widerstandsfähigkeit des Scheitelgelenkes gegen

starke Stöße und Erschütterungen durch die Verkehrslast hat bei den Bogenbrücken der Berliner Stadtbahn zur Anwendung von Gelenken mit Federn an Stelle der Walzen

Fig. 230.



geführt, welche einerseits eine starke Verbindung der beiden Bogenhälften im Scheitel schaffen, anderseits gleichzeitig eine genügende Drehbewegung zulassen, so daß merkbare Biegungsmomente im Scheitel ausgeschlossen sind. Eine derartige Konstruktion zeigt Fig. 3 a—c, Taf. 33. Die unteren Gurtplatten gehen hierbei ununterbrochen durch und sind außerdem mittels einer untergenieteten Platte so verstärkt, daß diese durchgehenden Teile allein im stande sind den horizontalen Scheiteldruck zu übertragen. Zur Aufnahme der bei einseitiger Belastung auftretenden Vertikalkräfte und zur Erhaltung der seitlichen Steifigkeit des Bogens dienen zwei besonders geformte Federn, welche an beiden Seiten der senkrechten Blechwand des Bogens angeschraubt sind, und welche eine solche Form erhalten haben, daß einer geringen Drehung um den unteren Scheitelpunkt (in der durchgehenden Gurtung) kein nennenswerter Widerstand entgegengesetzt wird. Die Federn sind aus gutem Federstahl gefertigt. Jede derselben besteht aus zwei Teilen, welche behufs inniger Verbindung mit eingedrehten konischen Bolzen verschraubt sind. Bei den geringen Erschütterungen, welchen Hochbaukonstruktionen ausgesetzt zu sein pflegen, werden, falls eine derartige Ausbildung des Gelenkes gewählt wird, auch gewöhnliche geschmiedete Bleche an Stelle der Stahlfedern genügende Dienste leisten.

Achtes Kapitel.

Decken.

§ 1.

Verwendung des Eisens bei Decken.

Bei den Decken hat sich die Verwendung von Eisen an Stelle von Holz und Stein am frühesten eingebürgert, da hier die Vorteile, welche das Eisen vor den anderen Baustoffen voraus hat und welche hauptsächlich in der größeren Tragfähigkeit, Feuersicherheit und Unempfänglichkeit für Fäulnis und Schwammbildungen bestehen, am meisten zur Geltung kommen.

Die größere Tragfähigkeit kommt hauptsächlich in betracht bei Überdeckung größerer Räume, oder bei besonders großen Belastungen; die größere Feuersicherheit bei Räumen, in welchen wertvolle, oder leicht brennbare Stoffe aufgespeichert sind; während endlich die Sicherheit gegen Fäulnis und Schwamm auch bei den gewöhnlich vorkommenden Decken der Wohngebäude von Vorteil ist. Daß nicht bereits alle Decken mit eisernen Balken versehen werden, liegt lediglich an dem höheren Preise, den das Eisen zur Zeit noch hat. Es kostet nämlich das qm einer gewöhnlichen Decke mit eisernen Balken etwa 9,0, einer solchen mit Holzbalken etwa 7,0 ℳ.

Zieht man jedoch die Kosten und Unbequemlichkeiten in Betracht, welche mit Erneuerung einer vom Schwamm ergriffenen Decke verknüpft sind, berücksichtigt man ferner, daß die Gefahr der Schwammbildung gerade bei den Decken infolge der Berührung des Hirnholzes der Decken mit frischem Mauerwerk und der Ausfüllung der Zwischenfelder mit Schutt eine sehr große ist, so kann dieser geringe Preisunterschied bei der ersten Anlage nicht ins Gewicht fallen. Jedenfalls ist bei allen wichtigeren Gebäuden von der Verwendung hölzerner Deckenbalken unbedingt abzuraten.

Jede Decke wird gebildet aus dem Traggerippe (Balkenlage) und der Füllung, welche die Räume zwischen den Deckenbalken schließt. Von der Balkenlage wird lediglich die erforderliche Tragfähigkeit verlangt, während die Füllung außerdem noch je nach der Bestimmung der Gebäude ein schlechter Schall- und Wärmeleiter sein muß. — Hölzerne Balken werden fast nur noch in Stärken bis 20/25 cm verwendet und können dann in gewöhnlichen Wohngebäuden

bei 1,0 m Abstand bis höchstens 5,0 m freiliegen. Sind die Spannweiten größer als 5,0 m, so muß eine Unterstützung der Balken durch Unterzüge stattfinden. Zu letzteren werden jetzt fast ausnahmslos, auch bei den einfachsten Gebäuden, eiserne Träger verwendet, während die Deckenbalken, soweit nur die Tragfähigkeit in Betracht kommt, billiger in Holz hergestellt werden, wenn es sich nicht um besonders schwere Lasten handelt. Letzteres ist der Fall bei Speichern; wir finden daher bei diesen Gebäuden eiserne Deckenbalken auch dann, wenn Feuersicherheit nicht verlangt wird.

Wird bei den Decken mit eisernen Balken auch die Füllung nicht aus Holz, sondern aus Mauerwerk, oder Eisenblechen hergestellt, so erhält man eine massive, bedingt feuersichere Decke. Bedingt insofern, als die Decke an sich zwar keine brennbaren Stoffe bietet, aber doch bei größerer Hitze infolge der Wärmeausdehnung und der durch Glühendwerden verringerten Festigkeit des Eisens zum Einsturz kommen kann. Als unbedingt feuersicher sind nur solche Decken anzusehen, bei welchen das Eisen durch Umhüllung mit schlechten unverbrennlichen Wärmeleitern der unmittelbaren Einwirkung des Feuers entzogen ist. (Vgl. auch Kap. 1, § 6.)

Wir teilen die hier zu besprechenden Decken ein in:

1) Decken mit hölzerner Füllung, hölzernen Deckenbalken und eisernen Unterzügen.
2) Decken mit hölzerner Füllung, eisernen Deckenträgern und eisernen Unterzügen.
3) Decken mit Füllung aus Mauersteinen und Trägern wie vor aus Eisen.
4) Decken mit Füllung aus Beton und eisernen Balken.
5) Decken mit eiserner Füllung und eisernen Trägern.
6) Decken mit eisernen Trägern und Füllung aus Mörtelmischungen mit Eiseneinlagen.

Die Berechnung der Deckenträger, Unterzüge und Säulen erfolgt nach den in den Kap. 4, 5, 6, 7 gegebenen ausführlichen Darlegungen. Als Nutzlast sind hierbei die aus Tabelle 5a ersichtlichen Zahlen je nach dem Zwecke der Räume zu Grunde zu legen. Die Eigengewichte sind aus der gleichen Tabelle zu entnehmen, oder genauer nach den in den folgenden §§ gemachten Angaben zu ermitteln. Über die Berechnung der Füllung wird, soweit eine solche erforderlich, in den nachfolgenden §§ das nötige angegeben werden.

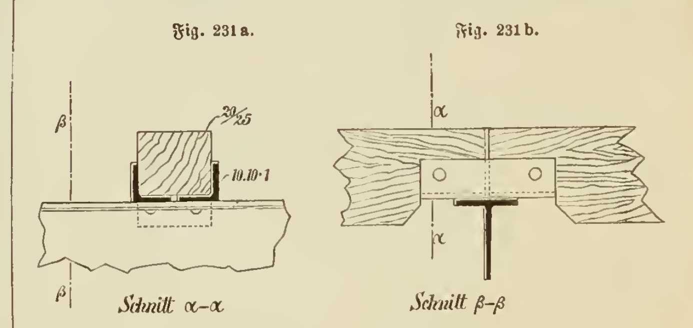
§ 2.

Hölzerne Decken mit eisernen Unterzügen.

Bezüglich der Anordnung der hölzernen Decken wird auf den zweiten Band verwiesen. Zu den eisernen Unterzügen werden bei Spannweiten bis etwa 7 m gewalzte I-Träger, bis zu 10 und 12 m genietete Blechträger verwendet. Bei größeren Spannweiten sind Fachwerkträger erforderlich, welche dann gewöhnlich in das nächste Stockwerk hineinragen und dort entweder eine Zwischenwand bilden, oder, wenn die Räume untergeordneter Natur sind, sichtbar bleiben. Derartige Deckenträger finden sich auf Taf. 23—26 dargestellt. Über die Behandlungsweise der eisernen Träger und Stützen findet sich das erforderliche bereits in den vorhergehenden Kapiteln. Es bleiben daher nur die gebräuchlichen Anordnungen der Holzbalken im Anschluß an die eisernen Träger zu besprechen. —

Je nach der Höhenlage der Unterzüge können die Balken auf letzteren aufliegen, seitlich an dieselben anschließen, oder an denselben durch Aufhängen befestigt werden.

Taf. 34, Fig. 1 stellt Quer- und Längsschnitt einer Holzdecke mit halbem Windelboden dar, bei welcher die Balken auf den oberen Flansch des Unterzuges aufgelegt sind. Damit letzterer gegen Ausknicken gesichert wird, müssen die Balken diesen Flansch mit einem mindestens 2 cm tiefen Kamm umfassen. Soll der Unterzug weniger gegen die Deckenfläche vorstehen, so kann dieser Kamm unbeschadet der Tragfähigkeit so weit vertieft werden, daß der Balken an der Auflagerstelle bis auf etwa $^3/_5$ der Höhe verschwächt wird. (Vgl. Fig. 2 a/b.) Der eiserne Unterzug kann, falls er nicht sichtbar bleiben soll, nach Art der Fig. 1 b mit einem Holzkasten verkleidet werden. Die Bretter des letzteren werden an Holzklötze genagelt, welche in angemessenen Entfernungen (1,5—2 m) an dem Steg des Trägers mit Schraubenbolzen zu befestigen sind. Sollen die Holzbalken über dem Unterzug gestoßen werden, so bietet die obere Flanschbreite des letzteren in der Regel kein genügendes Auflager. Dasselbe muß daher nach Fig. 231 durch aufgenietete ⊔- oder L-Eisen verbreitert werden. Rückt der Unterzug höher, so daß



der Höhenunterschied zwischen Oberkante Balken und Unterzug für die Auflagerung zu gering wird, so sind die Holzbalken in der aus Taf. 34, Fig. 4 a/b ersichtlichen Weise seitlich an den Unterzügen zu befestigen. Damit ein genügendes Auflager geschaffen wird, müssen zu den Winkeleisen, auf welchen die Balken ruhen, große Profile, mindestens Nr. 12 ($1^1/_2$ cm stark) bei gleichschenkligen, Nr. 8/12 (1,2 stark) und 8/16 (1,4 stark) bei ungleichschenkligen Winkel-

eisen verwendet werden. Statt der Winkel sind auch Konsolen aus Gußeisen nach Fig. 6, welche an dem Trägersteg angeschraubt werden, anwendbar. In allen diesen Fällen empfiehlt es sich, seitlich der Lagerwinkel zur Aussteifung des Trägersteges senkrechte Winkel nach Fig. 4a anzubringen, welche gleichzeitig eine seitliche Verschiebung des Balkens verhindern. (Vgl. auch Taf. 5, Fig. 3.) Liegt der Balken so tief, daß sich der senkrechte Schenkel des Konsolwinkels nicht gut anbringen läßt, so kehrt man den Schenkel nach oben (Fig. 3 und 5). Um ein Abgleiten des Balkens auf dem immerhin knappen Auflager zu verhüten, oder auch um eine Verankerung der Frontwände durch die Balkenlage zu erreichen, ist es empfehlenswert die Balken durch aufgenagelte Eisenbänder (Fig. 4b), oder besser nach Fig. 3 durch angebolzte Flacheisen, welche durch den Steg des Unterzuges hindurchgehen, zu verbinden. — Ein noch sichereres Auflager gewährt der auf Taf. 5, Fig. 1 und 2 dargestellte schmiedeeiserne Schuh. Derselbe dient gleichzeitig zur Versteifung des oberen Trägerflansches, auf welchem eine 25 cm starke Wand lastet.

Auf Taf. 34, Fig. 5 ist eine Deckenbildung dargestellt, bei welcher der Unterzug mit den Balken in gleicher Höhe liegt. Es empfiehlt sich hierbei nicht, wie vielfach geschieht, den Balken unmittelbar auf dem unteren Trägerflansch, sondern besser auf einem an dem Steg des Trägers befestigten Konsolwinkel zu lagern. Da in diesem Falle die Höhe des Unterzuges beschränkt ist (höchstens 26 cm), so kann diese Anordnung nur bei verhältnismäßig geringer Spannweite des Unterzuges Verwendung finden. Beträgt die Balkenstärke $^{20}/_{26}$, so ist, um diese Stärke bei gewöhnlichen Wohngebäuden auszunutzen, eine Entfernung von 5,0 m für die Unterzüge zweckmäßig. Alsdann ergibt sich die größte freie Länge l für den Unterzug aus:

$$\frac{p \cdot l^2}{8} = k \cdot W.$$

Setzen wir hierin

$$p = 5{,}0 \cdot 500 = 2500$$
$$k = 8$$
$$W = 446 \text{ für I Nr. } 26,$$

so folgt

$$l = \sqrt{\frac{8 \cdot 446 \cdot 8}{2500}} = \text{rund } 3{,}4 \text{ m.}$$

Eine etwas größere Spannweite erhält man, wenn man die Balken kürzer anordnet und die Balkenbreite entsprechend verringert; immerhin wird die Verwendbarkeit einer derartigen Anordnung sich auf wenige Fälle beschränken.

Taf. 34, Fig. 7 zeigt eine Deckenbildung, bei welcher die Balken mittels Hängeeisen an den Unterzug angehängt sind. Eine solche Anordnung kann bei Dachbalkenlagen, bei welchen das Vorstehen der Unterzüge über den Fußboden gleichgültig ist, oder in Fällen, in welchen der Unterzug gleichzeitig eine Zwischenwand zu tragen hat, zweckmäßig sein. Hier bringt diese Anordnung noch den Vorteil mit sich, daß eine Berührung des Mauerwerks mit den Holzbalken vermieden wird, dagegen läßt sich in der Zwischenwand keine Thür anbringen. Ist letzteres erforderlich, so ist die auf Taf. 5, Fig. 2 dargestellte Anordnung, bei welcher die Oberkanten von Unterzug und Balken in einer Höhe liegen, vorzuziehen. Es empfiehlt sich nicht, die aufgehängten Balken mittels Durchlochung des unteren Flansches des Unterzuges (wie häufig geschieht) zu befestigen, sondern es ist besser die Hängeeisen, wie aus Fig. 7b, Taf. 33 ersichtlich, mittels übergelegter Quereisen an dem oberen Flansch des Unterzuges anzuhängen, damit eine Schwächung des Trägers vermieden wird.

* * *

Das Eigengewicht einer Holzdecke ausschließlich der Unterzüge beträgt bei $^{20}/_{25}$ cm starken Balken, 3 cm st. Dielung, 2 cm st. Deckenschalung mit Putz und 12 cm hoher Sandschüttung auf dem Bretteinschub rund 300 kg f. d. qm
ohne Einschub und Sandschüttung . „ 90 „ „ „
ohne Deckenschalung . . . . . „ 55 „ „ „

§ 3.

Decken mit eisernen Trägern und hölzerner Füllung.

Der Anschluß der eisernen Deckenbalken an die Unterzüge ist bereits im 3. Kap., S. 45 besprochen worden.

Am vorteilhaftesten ist es, wenn die Träger zum Schutz gegen Schiefstellen mittels Winkellaschen am Unterzug befestigt werden. Legt man, wie gewöhnlich, die Deckenträger auf den oberen Flansch des Unterzuges, so ist die senkrechte Stellung derselben durch besondere Anordnungen nach Art der Fig. 4 und 7, Taf. 2 zu sichern. Das Auflager der Deckenträger in der Mauer wird durch Unterlagsplatten nach S. 72 gebildet.

Diejenige Anordnung der Decken mit Eisenbalken ist die wirtschaftlichste, bei welcher die Tragfähigkeit des Eisens voll ausgenutzt wird. Nach S. 69 darf die freie Länge eines Trägers mit Rücksicht auf Schwankungen nur höchstens das 20fache der Trägerhöhe betragen. Man erhält hiernach die kleinste zulässige Trägerhöhe der Deckenbalken:

bei 5,0 m Entfernung der Unterzüge zu 25 cm
„ 4,0 m „ „ „ „ 20 „
„ 3,0 m „ „ „ „ 15 „

Es sind demnach in diesen Fällen mindestens I-Träger Nr. 26, 20 beziehungsweise 15 zu verwenden. Liegen somit diese Träger in einem Abstand von 1,0 m von einander,

so beträgt deren Tragfähigkeit f. d. m, oder die Gesamtlast q der Decke f. d. qm, welche der Träger zu tragen vermag:

für $h = 26,\ l = 5{,}0,\ W = 446,\ q = \frac{64\ W}{l^2} = 1140$ kg

für $h = 20,\ l = 4{,}0,\ W = 216,\ q =$ „ 860 „

für $h = 15,\ l = 3{,}0,\ W = \ \ 99,\ q =$ „ 705 „

Demnach ergeben sich die zweckmäßigsten Trägerabstände a bei einer Deckenlast von v kg f. d. qm zu

$$a = \frac{q}{v}.$$

Für die gebräuchlichen Deckenlasten und Trägerentfernungen berechnet sich hiernach die nachstehende

Tabelle a.

Länge der Deckenbalken = Entfernung der Unterzüge m	Kleinstes zulässiges Trägerprofil I Nr.	Kleinster wirtschaftlicher Trägerabstand bei einer Deckenlast von kg f. d. qm				
		500	750	900	1000	1500
5,0	26	2,3	1,5	1,25	1,15	0,75
4,0	20	1,7	1,15	0,95	0,85	—
3,0	15	1,4	0,95	—	—	—

Belastungen von mehr als 750 kg pflegen nur in Speicherräumen vorzukommen, bei welchen, wenn überhaupt Holz zur Bildung der Decke verwendet wird, eine Einschubdecke und untere Deckenschalung nicht in Anwendung kommt. Hier werden einfach die Fußbodenbohlen unmittelbar über die Deckenträger gestreckt und in irgend einer Weise auf denselben befestigt.

Die Stärke δ der Fußbodenbohlen wird in diesen Fällen in der Regel nicht unter 3 und nicht über 8 cm zu wählen sein. Rechnet man 1 cm für Abnutzung ab, so ergibt sich die größte freitragende Länge a dieser Bohlen bei einer Deckenlast von q kg f. d. qm aus

$$\underbrace{\frac{q\,a^2}{8}}_{M} = \underbrace{0{,}7}_{k} \cdot \underbrace{\frac{100\,(\delta - 1)^2}{6}}_{W} \text{ zu } a = \frac{9\,(\delta - 1)}{\sqrt{q}} \quad . \ (1)$$

Tabelle b.

Nutzlast kg f. d. qm	Größte freitragende Länge der Bohlen in m bei einer Stärke in cm von					
	3	4	5	6	7	8
500	0,8	1,2	1,6	2,0	2,4	2,8
750	0,65	1,0	1,3	1,65	1,95	2,3
900	0,6	0,9	1,2	1,5	1,8	2,1
1000	—	0,85	1,15	1,4	1,7	2,0
1500	—	0,70	0,9	1,15	1,4	1,6

Mit Hilfe dieser und der vorigen Tabelle läßt sich leicht die zweckmäßigste Anordnung derartiger Decken ermitteln. Die erste Tabelle enthält nur die kleinsten zulässigen Profile, es können daher selbstverständlich größere Profile verwendet werden, wenn eine größere Balkenentfernung zweckmäßig erscheint.

Die Befestigung der Dielen auf den Trägern kann in verschiedener Weise erfolgen. — Die Verwendung besonderer Lagerhölzer auf, oder neben dem eisernen Träger (Fig. 232 und 233), auf welchen die Dielen in üblicher Weise auf-

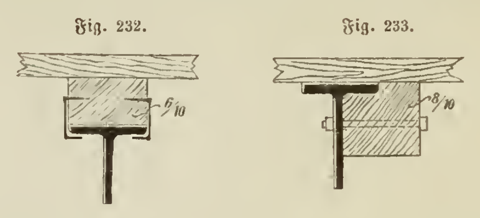


Fig. 232. Fig. 233.

genagelt werden, ist wegen der für die Lagerhölzer aufzuwendenden Kosten, außerdem bei Fig. 232 wegen der verlorenen Höhe nicht vorteilhaft. Ein unmittelbares Aufschrauben mit Durchlochung des oberen Trägerflansches (Fig. 234) ist zwar das nächstliegende, aber wegen der mit dem Bohren der Löcher verbundenen Kosten und der nicht unerheblichen Schwächung des Trägers unzweckmäßig. Vielfach wird es genügen, den Befestigungsnagel von oben neben dem Flansch einzutreiben und den unten überstehenden Teil des Nagels um den Flansch des Trägers umzuschlagen (Fig. 235). Besser sind Holzschrauben mit breitem Kopf, welche von unten neben dem Flansch eingeschraubt werden (Taf. 34,

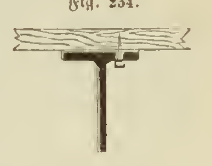

Fig. 234.


Fig. 235. Fig. 236.

Fig. 8 b), oder eiserne mit Holzschrauben befestigte Haken nach Fig. 236. Bei all diesen Befestigungsarten ist vorausgesetzt, daß der Fußboden von unten zugänglich ist, eine Einschubdecke also fehlt. Letztere wird meist nur in bewohnbaren Räumen, bei welchen die Gesamtdeckenlast f. d. qm 500—750 kg beträgt, in Frage kommen. Die gewöhnlich 3 cm starken Dielen wird man hier nicht über 1,0 m freilegen, falls daher die eisernen Träger aus wirtschaftlichen Gründen weiter als 1,0 m angeordnet werden sollen, so ist eine Zwischenteilung durch Querhölzer notwendig, welche senkrecht zu den Deckenträgern laufen und auf welche die parallel zu letzteren laufenden Dielen aufgenagelt werden. Es ergibt sich alsdann die auf Taf. 34, Fig. 9 dargestellte Anordnung. Dieselbe ähnelt der gewöhnlichen Holzdecke, jedoch ist eine Einmauerung von Holz, durch welche die Schwammbildung begünstigt wird, vermieden; außerdem

werden nur schwache kurze Hölzer erforderlich, welche bei Feuer zerstört werden können, ohne daß ein vollständiger Einsturz der Decke, wie bei Holzbalken, unter gewöhnlichen Verhältnissen zu befürchten ist.

Quer zu den Trägern sind 5 cm starke Bohlen von gleicher Höhe wie die Träger in 1,0 m Abstand von einander eingespannt, auf welchen oben die Dielung, unten die Deckenschalung, oder, bei Anwendung von Rohrgeflecht, die Lattung aufgenagelt wird. Seitlich sind in halber Höhe der Bohlen Latten aufgenagelt, welche als Unterlage für die Stakung dienen. Das beste Füllmaterial ist trockener Sand, auf welchen zur Vermeidung von Staubbildung eine dünne Mörtelschicht gegossen wird. Die vielfach beliebte Ausfüllung mit Kohlenschlacken ist zu vermeiden, da letztere erfahrungsmäßig vermöge ihrer stark wasseransaugenden Eigenschaft die Schwammbildung begünstigen. Ebenso ist das Auffüllen mit Bauschutt aus gesundheitlichen Rücksichten und wegen der Übertragung von Schwammkeimen unzulässig.

Nach Tab. a (oben) wird die größte freitragende Länge der Bohlen zweckmäßig nicht über 2,3 m betragen. In diesem Falle sind die Träger und Bohlen 26 cm hoch, das Widerstandsmoment der letzteren beträgt daher bei 5 cm Stärke für Kiefernholz

$$\frac{5 \cdot 26^2}{6} = 563.$$

Erforderlich ist

$$W = \frac{500 \cdot 2{,}3^2}{8 \cdot 0{,}6} = 550.$$

Die Bohlenstärke von 5 cm ist also in allen Fällen ausreichend, mit Rücksicht auf Werfen u. a. empfiehlt es sich jedoch dieselbe nicht unter 5, besser 6 oder 7 cm zu wählen. Die Bohlen sind stets in einer Reihe durchlaufend (nicht versetzt) einzuspannen, damit seitliche Ausbiegungen der Deckenträger vermieden werden. Für den an der Wand liegenden Eisenträger genügt, da dieser nur die halbe Last aufzunehmen hat, ein [-Eisen. Die Bohlen unmittelbar in der Mauer zu lagern, ist zwar billiger, aber wegen der oben angegebenen Gründe nicht ratsam.

Ist es in besonderen Fällen, z. B. zur Erreichung einer thunlichst geringen Deckenstärke wünschenswert, die Deckenträger nur 1,0 m von einander zu verlegen, so kann man die Querbohlen entbehren und Dielung und Schalung quer zu den Trägern anordnen. Die Befestigung der letzteren und der Einschubdecke in diesem Falle ist aus Taf. 34, Fig. 10 ersichtlich. Nach obiger Tab. a ist jedoch bei einer solch engen Trägerteilung behufs vollständiger Ausnutzung des Eisens eine engere Teilung der Unterzüge erforderlich. Beispielsweise würden bei 750 kg Gesamtlast I-Träger Nr. 15 in 0,95 m Entfernung verlegt werden können, wenn deren freie Länge nicht mehr als 3,0 m beträgt. Im ganzen werden derartige Fälle bei hölzernen Einschubdecken nur selten vorkommen, da letztere hauptsächlich bei Wohnräumen verwendet werden, bei welchen die Belastung gering, und die freie Länge der Deckenbalken möglichst groß zu sein pflegt. Es kommen daher für Decken mit eisernen Balken und hölzerner Füllung fast nur die Anordnungen Taf. 34, Fig. 8 und 9 in Frage, erstere für Lagerräume u. a., letztere für Wohnräume.

Vergleichen wir schließlich die Kosten einer nach vorstehendem hergestellten Decke mit einer gewöhnlichen Balkendecke, so finden wir zunächst, daß die Preise für Dielung, Stakung und Schalung die gleichen bleiben. Dieselben vermehren sich bei der Eisendecke um den Betrag der Eisenträger und vermindern sich um den Unterschied zwischen dem Bohlen- und dem Balkenpreis. Bei einem Eisenpreis von 15 ℳ für 100 kg und einem Arbeitslohn von 1,0 ℳ für das Verlegen von 1 m Träger stellen sich die Kosten für den Träger Nr. 26 auf:

$$\frac{0{,}42 \cdot 15 + 1{,}0}{2{,}3} = \text{rund } 3{,}2 \text{ ℳ f. d. qm Decke.}$$

Hiervon geht ab der Kostenunterschied zwischen den 5 cm starken Bohlen und 20 cm breiten Balken, welcher bei einem Preis f. d. cbm Holz von 42 ℳ

$$= 0{,}15 \cdot 0{,}25 \cdot 42 = \text{rund } 1{,}6 \text{ ℳ. beträgt.}$$

Die Mehrkosten der Eisendecke betragen mithin

$$3{,}2 - 1{,}6 = 1{,}6 \text{ ℳ f. d. qm.}$$

Dieser Mehrbetrag ist im Verhältnis zu den Gesamtbaukosten so gering, daß sich derselbe mit Rücksicht auf die früher erwähnten Vorteile in jedem Falle bezahlt macht. Bei stärker belasteten Decken fällt der Vergleich noch mehr zu Gunsten der Eisendecke aus. In diesen Fällen werden jedoch in der Regel die in den folgenden §§ zu besprechenden massiven Bauweisen denjenigen mit hölzerner Füllung vorzuziehen sein.

§ 4.

Decken mit Eisenträgern und Füllung aus Ziegelmauerwerk.

Die im vorigen § behandelten Deckenbildungen entsprechen zwar allen in bezug auf Dauer und Haltbarkeit zu stellenden Anforderungen, gewähren aber nicht genügenden Schutz gegen Feuer. Soll dieser erreicht werden, so muß die Füllung aus unverbrennlichen Stoffen hergestellt werden. Bleiben hierbei die Eisenträger der Einwirkung des Feuers ausgesetzt, so ist die Anordnung nur bedingt feuersicher (vgl. Kap. 1, § 6), da bei höheren Hitzegraden das Eisen glühend wird, seine Festigkeit einbüßt, und bei gleichzeitiger Einwirkung von schweren Lasten zum

Einsturz kommen kann. Bei allen Räumen, in welchen brennbare Stoffe nur in geringeren Mengen aufgespeichert werden, kann jedoch auch die Anordnung sichtbarer Eisenträger als vollständig feuersicher bezeichnet werden. Ist dagegen größerer Brennstoff in den zu schützenden Räumen angehäuft, wie bei Warenspeichern, Sammlungen u. a., so müssen sämtliche Eisenteile durch Umhüllung mit unverbrennlichen schlechten Wärmeleitern vor der unmittelbaren Einwirkung des Feuers geschützt werden. Versuche haben gezeigt, daß schon eine verhältnismäßig schwache Umhüllung des Eisens mit Steinmaterial einen genügenden Schutz bewirkt.

* * *

Die einfachste und gebräuchlichste Anordnung massiver Decken besteht in dem Einwölben $1/4$ — 1 Stein starker Kappen zwischen den eisernen Trägern. Der dreieckige Zwickel zwischen dem Träger und dem ersten Wölbstein wird am einfachsten durch Zementbeton (3 T. Kies, oder Steinschlag, 1 T. Zementmörtel (1 : 3)) ausgefüllt; ebensogut, aber umständlicher und teurer ist die Verwendung besonders hergestellter Formsteine. Kappen von $1/4$ Stein Stärke dürfen nicht belastet werden und finden daher nur in solchen Fällen Anwendung, in welchen wie bei Fig. 1, Taf. 35 die Fußbodenlast unmittelbar auf den Deckenträgern ruht.

Kappen von $1/2$ Stein und einer Pfeilhöhe von $1/10$ der Weite können noch Verwendung finden bei einer Gesamtlast

der Decke von 800 kg f. d. qm bis zu 3,0 m Spannweite
" " " 1100 " " " " 2,5 " "
" " " 1500 " " " " 2,0 " "
" " " 2000 " " " " 1,5 " "

Demnach werden 1 Stein starke Kappen bei gewöhnlichen Decken in Gebäuden fast nie vorkommen. Nur dann, wenn, wie bei Kellern unter Thorfahrten und Höfen, schwere Einzellasten (Raddruck der Fuhrwerke) vorkommen, sind u. U. stärkere Kappen erforderlich. Hier können jedoch auch $1/2$ Stein starke Kappen noch verwendet werden bei einem

Raddruck von 1000 kg bis zu 1,2 m Spannweite
" " 2000 " " 1,1 " "
" " 3000 " " 1,0 " "

Bei größeren Raddrücken sind die Kappen durchweg = 1 Stein stark zu nehmen.

Die Zwickel zwischen Träger und dem oberen Rücken der Kappe werden entweder hintermauert oder auch mit magerem gestampften Kiesbeton (Mischung 1 : 20) ausgefüllt. Der Fußboden wird je nach Art der Benutzung durch einen Estrich, Fließenbelag oder Holzdielung gebildet. Holzfußboden wird man am besten als Stabfußboden in Asphalt verlegen; falls dies zu teuer, sind Lagerhölzer zur Befestigung der Dielen auf, oder neben den Trägern anzuordnen. Letzteres erscheint in der Regel behufs Verminderung der Deckendicke und des Gewichtes zweckmäßiger; die Belastung der Kappen durch das unmittelbar neben dem Träger liegende Lagerholz ist ganz unbedenklich. Für Wohnräume wird neuerdings auch vielfach Linoleumbelag unmittelbar auf den mit Mörtel abgeglichenen Gewölben verwendet.

Um das Gewicht der massiven Decken thunlichst zu vermindern, empfiehlt sich die Verwendung eines möglichst leichten Wölbmaterials. — Seit einigen Jahren werden hierzu geeignete Ziegelsteine durch Beimengen von Kohle zu dem Ziegelthon, welche beim Brande ausglühen und leere Räume zurücklassen, hergestellt. Das aus solchen Steinen hergestellte Mauerwerk wiegt 1200 — 900 kg f. d. cbm, während das Gewicht von 1 cbm Vollsteinen 1600 kg und mehr beträgt.

Ein noch leichteres Material sind die rheinischen Schwemmsteine, welche in der Gegend von Neuwied aus Kies und Kalk gefertigt werden.[1]) Hiervon wiegt das cbm Mauerwerk nur 750 kg. Diese Steine sind aber bröckelig und von geringerer Festigkeit, weshalb sie zur Aufnahme großer Lasten weniger geeignet erscheinen, als Füllmaterial dagegen sehr zweckmäßig sein können. Das leichteste Wölbmaterial bilden Korksteine, welche neuerdings in Handel gebracht sind und aus einem Gemenge von Korkabfällen und einem entsprechenden Bindemittel gefertigt werden. Der teuere Preis läßt jedoch die Verwendung solcher Steine nur in seltenen Fällen vorteilhaft erscheinen.

Bei der Berechnung der Träger ist als Eigengewicht massiver Decken

bei Anwendung von Vollsteinen = 400 kg f. d. qm
" " " porösen Steinen = 300—350 kg f. d. qm

anzunehmen.

Bei Verwendung leichtester poröser Steine werden derartige Decken mithin nicht schwerer als gewöhnliche Balkendecken.

Die unschöne untere Ansicht der Kappendecken läßt deren Verwendung nur bei untergeordneten Räumen zu. Eine verbesserte Ansicht erreicht man durch Querteilungen und Anwendung muldenförmiger Gewölbe. Eine solche Decke, welche u. a. in ähnlicher Form bei dem botanischen Museum in Berlin angewendet wurde, ist auf Taf. 35, Fig. 4 dargestellt.[2])

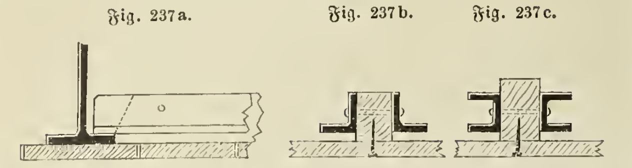
Soll die Unteransicht der Decke glatt sein, so läßt sich dies durch Einlegen von Bohlen (u. U. Stehenlassen der hölzernen Leerbögen) auf die unteren Trägerflanschen Fig. 5, Taf. 35 erzielen. Erregt bei besonders wichtigen Gebäuden die Verwendung von Holz an der Einmauerungsstelle Bedenken, so verwende man eiserne Querstücke, an welche die zum An-

---

1) Ein Stein ist 25 . 12 . 10 cm groß und wiegt 2,2 kg.
2) Zentralblatt der Bauverwaltung 1886, S. 144.

nageln der Deckenschalung erforderliche Holzleiste angebolzt wird (Fig. 237).

Fig. 237a. Fig. 237b. Fig. 237c.



Ist die Höhe und Entfernung der Deckenträger nicht sehr groß, so läßt sich eine glatte Unteransicht am einfachsten durch Anwendung scheitrechter 1 Stein starker Kappengewölbe erreichen (Taf. 35, Fig. 6). Diese vermögen bis zu 1,5 m Trägerentfernung noch die gleiche Belastung wie $^1/_2$ Stein starke Kappen zu tragen. Da die Kappen und Träger hierbei annähernd gleich hoch sind, so wird das Hintermauerungsmaterial gespart, und hierdurch, sowie durch die vereinfachte Schalung der Preisunterschied gegenüber den Bogenkappen weniger erheblich. Die Kappen werden unterhalb wie massives Mauerwerk geputzt. Sollen die unteren Trägerflanschen nicht sichtbar bleiben, so werden dieselben vor der Einwölbung mit Draht umwickelt und dann ebenfalls überputzt. Derartige Decken sind auch ohne nennenswerte Mehrkosten unter Anwendung geformter Widerlagsteine vollständig feuersicher herzustellen. Letztere, deren Form aus Taf. 36, Fig. 1 a/b zu ersehen, greifen mit einer Schrägfläche unter den Trägerflansch. Die verbleibende Öffnung wird entweder durch eine kleine Ziegelplatte mit Luftschicht zwischen Platte und Trägerflansch, oder auch mit Zementbeton geschlossen.[1])

Sind größere Stuckgegenstände an diesen Decken zu befestigen, so wird ein der Stuckform entsprechendes Bohlengerüst gefertigt und mit Schraubenbolzen, welche durch die Steindecke hindurchreichen, befestigt. In welcher Weise die geformten Widerlagsteine auch bei gewölbten Kappen und sichtbarem unverputzten Mauerwerk gestaltet werden können, zeigen die Fig. 2a—c, Taf. 36.[2])

Bei dem gegenwärtigen billigen Preise des Zementes empfiehlt es sich behufs schnellerer Ausrüstung und mit Rücksicht auf eine größere Tragfähigkeit alle Deckengewölbe mit reinem oder verlängertem Zementmörtel auszuführen. In diesem Falle kann das Mauerwerk geringe Zugspannungen aushalten, wodurch es befähigt wird Biegungsspannungen aufzunehmen. Die Wirkung der Steinkappen ist dann zum Teil die einer Steinplatte, welche bis zu einer gewissen Grenze der Belastung und Spannweite überhaupt keinen Schub ausüben wird. Die Zugfestigkeit einer in Zement (1 : 3) gemauerten Kappe kann man nach Versuchen mit völlig ausreichender Sicherheit zu 3 kg f. d. qcm annehmen. Demnach ist das Verhältnis der Spannweite l zur Belastung p und der Kappenstärke δ, bei welchem die Kappe noch keinen Schub ausübt, ausgedrückt durch die Gleichung

$$\frac{pl^2}{8} = \frac{4\delta^2}{6}$$

und hieraus

$$l = \frac{2{,}3\,\delta}{\sqrt{p}} \qquad \left|\begin{array}{l} l = m \\ p = \text{kg f. d. qm} \\ \delta = \text{cm} \end{array}\right. \quad \ldots\ldots \quad (2)$$

Für verschiedene Deckenlasten und $^1/_2$ bez. 1 Stein starke Kappen ergeben sich hiernach die folgenden Werte für l:

Tabelle c.

	Deckenlast kg f. d. qm				
	500	750	1000	1500	2000
l in m bei δ = 12 cm	1,2	1,0	—	—	—
l in m bei δ = 25 cm	2,6	2,1	1,8	1,5	1,3

Ist demnach bei gewölbten $^1/_2$ Stein starken Kappen kein genügendes Widerlager gegen Schub vorhanden, so muß bei Kappen von mehr als 500 kg Belastung beziehungsweise mehr als 1,2 m Spannweite der Schub durch Anker aufgenommen werden. Scheitrechte 1 Stein starke Kappen kommen wie oben erwähnt überhaupt nur bis zu 1,5 m Spannweite und bei geringeren Lasten in Anwendung und bedürfen daher keiner Verankerung, vorausgesetzt, daß Zementmörtel verwendet wird. Andernfalls sind sie in gleicher Weise wie die $^1/_2$ Stein starken Kappen derselben Spannweite zu verankern.

Ist e die Entfernung der Anker, l die Kappenweite in m, G das Gewicht der halben Kappe in kg

$$= \frac{ple}{2},$$

so ergibt sich der auf den Anker wirkende Schub bei $^1/_{10}$ Pfeil annähernd nach Fig. 238 aus:

$$H\,\frac{l}{10} = G\,\frac{l}{4} = \frac{pl^2}{8}\,e$$

(Momentengleichung für Drehpunkt o).

Hieraus

$$H = 1{,}25 \,.\, ple \quad \ldots\ldots \quad \text{in kg} \quad (3)$$

Die Ankerentfernung e wähle man höchstens:

bei $1^1/_2$ Stein starken Wänden = 2,0 m
„ 2 „ „ „ = 2,5 „
„ $2^1/_2$ Stein und mehr st. W. = 3,0 „

Die Anker bestehen meist aus Rundeisen, welche in der Mauer mit Splinten, oder Ankerplatten, an den Decken-

1) Derartige Formsteine fertigen zur Zeit die Muldensteiner Werke bei Bitterfeld. Ebenso leichte poröse Wölbsteine von 900 kg Gewicht f. d. cbm Mauerwerk. Es kosten (1889) tausend Formsteine 40 ℳ, Wölbsteine 25 ℳ ab Werk.

2) Zentralblatt der Bauverwaltung 1888, S. 63.

trägern mittels Schraubengewinde befestigt werden (Taf. 35, Fig. 2).

Fig. 238.

In diesem Falle ist nach Gleichung (13), S. 48 der Kerndurchmesser

$$d_1 = 1{,}45 \sqrt{\frac{H}{1000}} = \text{rund } \frac{1}{20}\sqrt{p\,l\,e} \quad . \quad . \quad (4)$$

und der äußere Gewindedurchmesser nach Gleichung (10), S. 47

$$d = \frac{d_1 + 0{,}13}{0{,}9} \text{ (cm)}.$$

Beispiel: Eine Decke mit Kappen von 2,5 m Spannweite habe eine Gesamtlast von 1100 kg f. d. qm zu tragen, die Mauerstärke der Außenwand betrage 2 Stein.

Dann ist:

$$e = 2{,}5 \text{ m}.$$

$$d_1 = \frac{1}{20}\sqrt{1100 \,.\, 2{,}5 \,.\, 2{,}5} = 4{,}13 \text{ cm}$$

$$d = \frac{4{,}13 + 0{,}13}{0{,}9} = 4{,}75 \text{ cm}.$$

Würde $e = 2{,}0$ m angenommen, so würde

$$d_1 = \frac{1}{20}\sqrt{1100 \,.\, 2{,}5 \,.\, 2{,}0} = 3{,}71 \text{ cm}$$

$$d = \frac{3{,}71 + 0{,}13}{0{,}9} = 4{,}3 \text{ cm}$$

folgen.

Statt der Rundstangen kann man ebensogut auch Flacheisen, oder andere Profileisen anwenden.

Die nutzbare Querschnittsfläche f eines solchen Ankers (nach Abzug des Nietlochs) muß betragen:

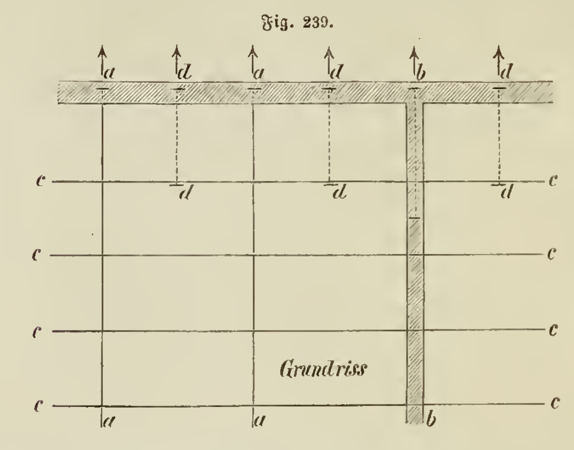
$$f = \frac{H}{800} = \frac{p\,l\,e}{640} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (5)$$

mithin in vorstehendem Beispiel:

$$f = \frac{1100 \,.\, 2{,}5 \,.\, 2{,}5}{640} = 10{,}8 \text{ qcm}.$$

Es ist nicht immer erforderlich, die Anker durch sämtliche nebeneinanderliegende Kappen einer Decke hindurchgehen zu lassen. Sind die Deckenträger c-c (Fig. 239), fest mit den Unterzügen a-a verbunden und gehen letztere ohne Unterbrechung unter der ganzen Decke hindurch, so daß sie im stande sind den Schub der nicht verankerten Kappen aufzunehmen, sind ferner die Unterzüge, sowie die Querwände b-b, auf welchen die Deckenträger aufliegen, mit den Frontwänden verankert, so genügt es die Anker d-d nur bis zu einer Tiefe,

Fig. 239.



welche gleich ist der halben freien Länge der Deckenträger, anzubringen. In diesem Falle kann nämlich angenommen werden, daß die verankerte Deckenfläche als wagerechter Träger wirkt, welcher den Schub auf die als Hauptanker wirkenden Unterzüge beziehungsweise die unterstützenden Quermauern überträgt.

Es betrage z. B. die Entfernung der Unterzüge (= freie Länge der Deckenträger) = 5 m, so ist eine Verankerung bis zu 2,5 m Tiefe, von der Außenwand ab gerechnet, genügend. Ist die Spannweite der Kappen = 2,5 m, so genügt demnach in diesem Falle eine Verankerung des letzten Kappenfeldes. Bei kleinerer Kappenweite würden die beiden letzten Kappenfelder zu verankern sein. — Trifft die obige Bedingung durchgehender Unterzüge usw. nicht zu, so müssen die Anker durch die ganze Decke hindurchgeführt werden.

Die Rundanker eines jeden Feldes werden hierbei an den Deckenträgern entweder um 15 bis 20 cm versetzt (Fig. 240), oder, wie die in Fig. 3 a/b, Taf. 35 dargestellten Flachanker, an den Trägern verkeilt.

Fig. 240.

Bezüglich der Entfernung und Höhe der eisernen Deckenträger gelten bei den Kappendecken im allgemeinen die im vorigen § aufgestellten Regeln.

Über die Wahl der zweckmäßigsten Trägerprofile lassen sich jedoch allgemein brauchbare Regeln nicht leicht aufstellen, da diese Frage von zu viel verschiedenen Einzelheiten, nament-

lich dem Preis und Gewicht der Materialien, welche ständig wechseln, abhängt. Bis zu einer gewissen Grenze ist eine thunlichst große Trägerhöhe mit entsprechend weitem Trägerabstand am vorteilhaftesten, da aber das Deckengewicht mit der Trägerhöhe zunimmt, so ist letztere um so geringer zu wählen, je kleiner die Nutzlast im Verhältnis zum Eigengewicht ist. Demnach erhält man bei schwach belasteten Decken eine engere Trägerteilung und kleinere Profile als bei stark belasteten Decken. Bei ersteren wird eine Trägerhöhe von 20—28 cm und eine Kappenweite von 1,0—1,5 bei flachen, von 1,2—2,0 bei gebogenen Kappen als zweckmäßig bezeichnet werden müssen, während bei letzteren Träger bis zu 45 cm Höhe vorteilhaft sein können.

§ 5.

Decken mit Eisenträgern und Betonfüllung.

Nachdem in neuerer Zeit durch den Wettbewerb des Schlackenzementes die Preise für Zement sehr erheblich gesunken sind, wird man in vielen Fällen mit Vorteil statt der Wölbung mit Ziegelsteinen Beton verwenden. Der Beton besteht zweckmäßig aus Zementmörtel (1 Teil Zement, 3 Teile Sand), welche mit etwa der doppelten Masse von Grobkies, oder Steinschlag gemischt wird. Zu letzterem verwendet man die Ziegelabfälle. Wo billiger und reiner Grobkies zu haben ist, kann man einen sehr guten Beton in der Weise herstellen, daß man aus dem Kies den Sand heraussiebt, dann den Zementmörtel aus 1 Teil Zement und 3 Teilen ausgesiebtem Sand herstellt und diesen mit der entsprechenden Masse des Siebrückstandes gut durcheinander mengt. Das Mengen wird am besten auf einem etwa 10 qm großen Bretterbelag mit Handschaufeln vorgenommen, wenn nicht etwa Mörtelmischmaschinen zu Gebote stehen. Hierbei ist nur soviel Wasser zuzusetzen, als die Mischung annimmt, ohne zu Brei zu werden. Ist das Verhältnis des Sandes zum groben Material in der ungesiebten Kiesmasse etwa 1:3, so kann man u. U. auch das Sieben ganz unterlassen und den Zement unmittelbar mit dem Kies mischen. Hierbei werden am besten erst 1 Teil Zement mit 3 Teilen Kies trocken gut durchgemischt und dann unter Zugabe von Wasser die übrigen 6 Teile Kies zugegeben. Statt des Kieses hat man auch mehrfach gewöhnliche Steinkohlenschlacke, wie sie bei jeder Kesselfeuerung mit Steinkohle zurückbleibt, verwendet. Derartiger Schlackenbeton wird zwar nicht ganz so hart, wie guter Kiesbeton, erfüllt aber in der Regel seinen Zweck und stellt sich sehr billig, außerdem ist das Gewicht des Schlackenbetons geringer als das des Kiesbetons.

Nachdem der Beton gemengt ist, wird er auf der Schalung lagenweise aufgebracht und dann mittels hölzerner mit Eisen beschlagener Stößer gut eingestampft. Hierbei ist es rätlich, den Teil der Betonkappe, welcher das Auflager auf dem Flansch des Deckenträgers bildet, mit etwas besserer Mörtelmischung herzustellen.

Je nach der Bindezeit des Zements kann nach 3—5 Tagen die Schalung entfernt werden. Die volle Festigkeit pflegt bei den meisten langsamer bindenden Zementen erst nach etwa vier Wochen einzutreten. Während dieser Zeit ist ein fortwährendes Feuchthalten des Betons für die Erhärtung von günstigem Einfluß. — Setzt man die Verwendung eines mittelguten Zements, welcher wenigstens die in den Normen vorgeschriebene Festigkeit (15 kg Zugfestigkeit f. d. qcm bei 1 Teil Zement und 3 Teilen Normalsand) besitzt, voraus, so erhält man erfahrungsgemäß praktisch brauchbare Kappenstärken, wenn die Zugfestigkeit des erhärteten Betons zu 3 kg f. d. qcm angenommen wird.

Demnach ergibt sich die erforderliche Stärke δ bei flachen Decken ohne Kappenschub aus

$$\frac{p l^2}{8} = \frac{3\,\delta^2}{6}, \text{ woraus } \delta = \frac{1}{2}\, l \sqrt{p} \quad . \quad . \quad . \quad (6)$$

Hierin ist l die Entfernung der Deckenträger in m, p die Nutzlast und das Eigengewicht des Betons in kg f. d. qm. Nachstehende Tabelle enthält die hiernach für verschiedene l und p berechneten Stärken der Betondecke in cm.

Tabelle d.

Deckenlast kg f. d. qm	Entfernung der Deckenträger l = m							
	0,70	0,85	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5
500	8	10	11	12½	13½	14½	15½	17
750	9½	11½	13½	15	16½	18	19	20½
1000	11	13½	16	17½	19	20½	22	24
1500	13½	16½	19½	21	23	25	27	29
2000	15½	19	22	24½	27	29	31	33½

Es empfiehlt sich nicht, bei flachen Betondecken die Deckenträger mit mehr als 1,2 m Abstand zu verlegen, zweckmäßig sind Abstände von 0,9 und 1,0 m. Bei größeren Entfernungen der Träger wird der Beton besser bogenförmig eingebracht. Die flache Betondecke gewährt denselben Vorteil wie die scheitrecht gewölbte Decke, indem eine flache Unterfläche vorhanden ist und Zuganker wegen mangelnden Schubes entbehrlich werden. Am vorteilhaftesten ist es hierbei, wenn die Stärke des Betons gleich der Trägerhöhe ist. Andernfalls muß über dem Beton noch magerer Beton, oder Sand aufgebracht werden, durch welchen die Decke unnötig belastet wird. Im übrigen gilt das im § 4 über die zweckmäßigste Trägeranordnung gesagte auch hier.

Kommt es auf die untere Ansicht der Decke weniger an, so kann man bei höheren Trägern den Querschnitt des Betons in der aus Taf. 36, Fig. 3 (links) ersichtlichen Weise gestalten. Auch läßt sich in diesem Falle in gleicher Weise, wie bei den Decken mit Ziegelkappen, mittels eingelegter Holzleisten, gegen welche die Schalbretter genagelt werden, eine glatte Unteransicht erzielen. (Taf. 36, Fig. 3 rechts.)

Die Stärke der Betonkappen von $^1/_{10}$ Stich kann man im Scheitel halb so groß, als die bei flacher Decke berechnete Stärke annehmen, wobei jedoch aus praktischen Gründen nicht unter 7 (besser 10) cm herabgegangen werden darf. Im übrigen sind solche Decken (auch bezüglich der Verankerung) nach den für Kappen aus Ziegelsteinen gegebenen Regeln auszubilden.

Bei der ungleichen Güte des Zements und der übrigen zu Gußmauerwerk zu verwendenden Materialien ist es dringend anzuraten, vor jeder Ausführung größeren Umfanges einzelne Deckenfelder zur Probe mit verschiedenen Mischungen herzustellen und durch Belastung zu prüfen. Trägt hierbei die Masse die dreifache Last (aufgestapelte Ziegelsteine), ohne Risse zu zeigen und bewirkt eine aus entsprechender Höhe herabfallende Pflasterramme keine Beschädigung der Decke, so kann unbedenklich zur Anwendung im Großen geschritten werden. Selbstverständlich sind bei der Belastungsprobe die eisernen Träger so zu stützen, daß sie nicht über die Elastizitätsgrenze beansprucht werden.

Sollen die Decken einem stärkeren Brande Widerstand leisten, so sind auch der Unterflansch des Trägers sowie etwa vorhandene eiserne Säulen mit Beton zu umhüllen. Die leichte Formbarkeit des letzteren läßt hierbei jede beliebige Anordnung zu.

Ein Beispiel hierfür bietet die Taf. 10 dargestellte und bereits im 5. Kap., S. 83 und 84 besprochene Decke des 1888 neu erbauten Lagerhauses in der Kaiserstraße zu Berlin, bei welcher sowohl Säulen als Träger sämtlich mit Stampfbeton umhüllt sind.

Nach Fertigstellung der Decke und nach etwa drei Wochen langer Ruhe wurde hierbei folgende Belastungsprobe vorgenommen. Ein Teil der Decke, genau 0,96 qm, wurde durch eingemeißelte, von Träger zu Träger geschlagene Schlitze von der übrigen Decke abgetrennt. Auf diese Fläche wurden innerhalb 24 Stunden 2500 kg Mauersteine aufgebracht. Hiernach entstanden unterhalb ganz feine Haarrisse, welche jedoch nach 24 Stunden ohne die geringste Vergrößerung geblieben waren. Die Tragfähigkeit der Decke ohne Eigengewicht betrug demnach

$$\frac{2500}{0{,}96} = 2{,}6 \text{ Tonnen f. d. qm.}$$

Die Träger zeigten bei der Belastung keine Durchbiegung und scheinen durch die Betonumhüllung wesentlich an Haltbarkeit gewonnen zu haben.

Durch Versuche (namentlich von Professor Bauschinger in München) ist weiter erwiesen, daß Beton und Eisen annähernd gleiche Formveränderung bei Belastung und Wärmeänderung erleiden. Demnach lassen sich also diese Materialien sehr gut zusammen verwenden, ohne daß eine schädliche gegenseitige Beeinflussung zu fürchten wäre. Ferner ist das von Beton gut umhüllte und von der Luft abgeschlossene Eisen vollständig gegen Rost geschützt, so daß ein Anstrich desselben entbehrt werden kann.

Sollen Betondecken für bessere Räume reicher ausgestattet werden, so werden die Trägerumhüllungen mit Profilen versehen. Fig. 5, Taf. 36 zeigt eine derartige Decke, welche bei dem Gerichtsgebäude in Frankfurt a/M. zur Anwendung gekommen ist.[1]) Die Einrüstung für den Betonguß besteht in diesen Fällen zweckmäßig aus Holzkästen, welche nach den zu gebenden Profilen ausgeschnitten und mit Zink ausgefüttert sind (Fig. 5b, Taf. 36). Die Zinkbekleidungen müssen vor Einbringen des Betons gut gereinigt und mit Fett eingeschmiert werden, damit ein Festkleben der Füllmasse verhindert wird. Zunächst wird eine etwa fingerdicke Schicht feinen Zementmörtels eingebracht, welche sorgfältig in alle Ecken und Vertiefungen eingestrichen werden muß, damit spätere Nachputzarbeiten thunlichst vermieden werden. Allmählich werden dann gröbere Betonlagen aufgebracht. Nachdem in dieser Weise die Trägerumhüllungen fertig gestellt und ausgerüstet sind, werden die Kappen auf besonderer, ebenfalls mit Zinkblech gefütterter Holzschalung in ähnlicher Weise hergestellt.

Noch besser wie die Holzlehren sind solche aus Eisenblech (Fig. 5c, Taf. 36). Letztere sind jedoch mit Rücksicht auf den höheren Preis nur dann vorteilhaft, wenn eine große Anzahl gleichartiger Decken zur Ausführung kommt. Dieselben werden daher hauptsächlich von Unternehmern geführt, welche die gewerbsmäßige Herstellung solcher Decken betreiben.

In allen Fällen, in welchen die untere Fläche der Betondecken glatt ohne Profile gestaltet ist, genügt als Lehre gewöhnliche dichte Holzschalung. Die nach der Ausrüstung vorhandenen Unregelmäßigkeiten werden durch Abschlagen und Nachputzen beseitigt.

Um die Behandlung der Deckenflächen mit Farbe zu erleichtern, ist ein Bestreichen derselben mit Säure, oder kohlensaurem Ammoniak zweckmäßig. Man kann jedoch auf die Betonfläche auch gewöhnlichen Kalkputz aufbringen, wenn die Schalung vor Einbringen des Betons mit grobem trockenem Sand dünn bestreut wurde. Es bildet sich alsdann eine rauhe Unterfläche des Betons, an welcher der Kalkputz gut haftet. Auf letzteren kann dann in gewöhnlicher Weise gemalt werden.

Sollen die Betondecken mit Stuck versehen werden, so kann man in die Unterfläche des Betons schwalbenschwanz-

1) Zentralblatt der Bauverwaltung 1888, S. 274.

förmige Holzpflöcke eingießen, an welchen die Stuckteile befestigt werden. Schwerere Stuckteile sind mittels durchgehender Bolzen aufzuhängen.

Bei sehr reicher Deckenbildung empfiehlt es sich, die einzelnen Teile der Decke als Gipstafeln in der Werkstatt vollständig fertig zu stellen. Dieselben werden dann an Ort und Stelle zusammengepaßt, und mittels verzinkter Drähte an den Trägern befestigt, dann mit Gips und schließlich mit Zementbeton übergossen. Letzterer bildet den Halt und den feuersicheren Abschluß der Gipsdecke. In die einzelnen Gipstafeln werden bereits beim Einformen Eisendrähte eingegossen, welche schlingenartig in den Beton eingreifen und eine innige Verbindung der verschiedenen Materialien herbeiführen. Eine Einrüstung ist bei der eben beschriebenen Herstellungsweise entbehrlich. Eine solche Decke, welche ebenfalls bei dem Gerichtsgebäude in Frankfurt a/M. ausgeführt ist, zeigen die Fig. 1a/b auf Taf. 37.

Bezüglich der über Betondecken herzustellenden Fußböden gilt das im vorigen § gesagte.

§ 6.

Deckenträger und Füllung aus Eisen.

In den meisten Fällen, in welchen massive Decken zur Ausführung kommen, werden sich die in den vorigen beiden §§ vorgeführten Anordnungen am vorteilhaftesten erweisen. Kommt es jedoch darauf an, das Eigengewicht der Decke thunlichst leicht zu halten, oder bedeutende Lasten bei geringer Deckenhöhe aufzunehmen, so ist es u. U. zweckmäßig, die Zwischendecke mit Eisenblechen zu schließen. Außerdem kann bisweilen aus Schönheitsrücksichten einer Eisenfüllung der Vorzug gegeben werden. Immerhin wird die Verwendung von Eisen zur Deckenfüllung nach den in neuerer Zeit gemachten Fortschritten in der Herstellung steinerner Decken, welche vor den eisernen den Vorzug geringerer Kostspieligkeit und größerer Feuersicherheit voraus haben, keine besonders ausgedehnte mehr sein und sich hauptsächlich auf Vorhallen, Kellerräume unter Hofanlagen und ähnliche Zwecke beschränken. Um eine solche Decke genügend vor Rost zu schützen, ist es in allen Fällen rätlich, die Füllbleche zu verzinken, zumal die Verzinkung bei dünneren Blechen kaum teuerer wie ein haltbarer Ölanstrich ist.

Die hauptsächlich bei derartigen Decken in Anwendung kommenden Eisensorten sind Eisenwellbleche, Buckelplatten und Belageisen.

1. Decken aus Eisenwellblech.

Die Wellblechdecken dienen teils zum Tragen, teils nur zur Bekleidung, letzteres in allen Fällen, in welchen der über der Decke liegende Raum unbenutzt bleibt, oder doppelte Böden vorhanden sind. Im ersteren Falle sind hochwellige sogenannte Trägerwellbleche zu verwenden, während im letzteren auch flache Wellbleche zu gebrauchen sind. Da das Gewicht und der Preis der beiden Blecharten nicht viel unterschieden ist, so wird man meist Trägerwellbleche vorziehen. Die Bleche sind durchweg verzinkt zu verwenden, ferner wähle man aus praktischen Gründen die Blechstärke niemals unter 1 mm; ebenso sind Bleche von mehr als 2 mm Stärke unzweckmäßig, da sie sich an den Stößen nur schlecht ineinander fügen.

Die Wellbleche werden entweder flach, oder gebogen zwischen den Deckenträgern eingespannt. Im ersteren Falle ist das erforderliche Widerstandsmoment wie bei dem gewöhnlichen Träger auf zwei Stützen zu berechnen. Ist daher p die Deckenlast in kg f. d. qm, a der Abstand der Deckenträger in m, so ist, wenn die Festigkeit $k = 800$ kg f. d. qcm angenommen wird, das Widerstandsmoment für 1 m Blechtiefe

$$W = \frac{p\,a^2}{64} \text{ (bezogen auf cm)} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (7)$$

Das dem berechneten Widerstandsmoment entsprechende Blechprofil ist dann aus der Tab. 21 a—c im Anhang leicht auszuwählen. Beispielsweise besitzt Trägerwellblech Nr. 6 der Tab. 21a ein Widerstandsmoment von 25 bei 1 mm Dicke und trägt demnach bei 1 m Trägerabstand eine Deckenlast von

$$\frac{64 \,.\, 25}{1{,}0^2} = 1600 \text{ kg f. d. qm;}$$

bei 500 kg Deckenlast können die Deckenträger mithin

$$= \sqrt{\frac{64\,W}{p}} = \sqrt{\frac{64 \,.\, 25}{500}} = 1{,}8 \text{ m}$$

auseinander liegen.

Gebogene Trägerwellbleche müßten genau genommen nach den im 7. Kapitel für den Vollwandbogen gemachten Angaben berechnet werden, wobei die Nutzlast nur auf der Hälfte des Bogens anzunehmen wäre. Bei den verhältnismäßig geringen Spannweiten der Wellblechdecken genügt es jedoch für die praktische Anwendung, das erforderliche Widerstandsmoment bei $^1/_{10}$ Pfeilhöhe zu $^1/_4$ des für gerades Blech berechneten anzunehmen. Man erhält dann W jedenfalls genügend groß. Obiges Trägerblech Nr. 6 würde demnach in gebogenem Zustand eine Last von $4 \,.\, 1600 = 6400$ kg f. d. qm tragen, und bei 500 kg Deckenlast

$$\sqrt{\frac{64 \,.\, 4 \,.\, 25}{500}} = 3{,}6 \text{ m}$$

weit freiliegen können.

Die gebogenen Bleche stemmen sich gegen den unteren Teil des Steges der Deckenträger, indem sie dementsprechend schief abgeschnitten werden (Taf. 37, Fig. 5). Die Auflagerung der Bleche auf dem Trägerflansch ist wegen der

ungünstigen Inanspruchnahme des letzteren zu vermeiden. Längs der Wand genügt zum Auflager der Kappe an Stelle des I-Eisens [- oder |_-Eisen.

Die Blechkappen müssen selbstredend ebenso wie die Steinkappen durch Zuganker versteift werden, damit kein Schub auf die Außenmauer ausgeübt wird. Für Stärke und Entfernung dieser Anker gilt das auf S. 150 u. 151 gesagte nur mit dem Unterschied, daß auch die Kappen kleinster Spannweiten einer Verankerung bedürfen, falls sie nicht etwa wie ebenes Blech berechnet und nur aus anderen Gründen gebogen angeordnet werden.

Die Entfernung der Deckenträger ist begrenzt durch die gebräuchliche größte Länge der Blechtafeln, welche bei den meisten Werken 2,0—2,5 m beträgt. Es können auch Tafeln bis zu 6 m Länge hergestellt werden, aber nur auf besondere Bestellung und gegen Zahlung eines Überpreises. Die Breite der Tafeln beträgt bei den mittleren Profilen etwa 0,7—1,0 m. An den Längsstößen überdecken sich die Tafeln im Wellenberg um etwa 5 cm und werden mit 6 mm starken 50—60 cm entfernten Nieten aneinander befestigt (Fig. 241). Die Vernietung kann auch fehlen, wenn der Zusammenschluß an den Stößen in anderer Weise, etwa durch aufgegossenen Beton u. a., erreicht wird.

Fig. 241.

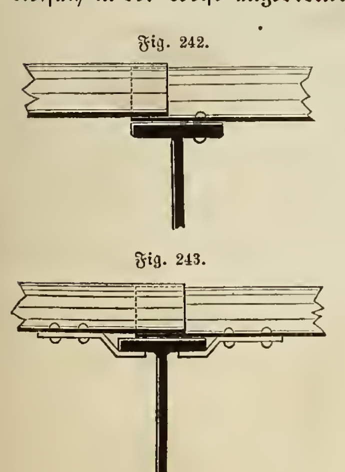


Die bei Wellblechdecken zu empfehlenden Anordnungen sind aus den Fig. 2—5, Taf. 37 ersichtlich und bedürfen nur weniger erläuternder Worte.

In Fig. 2 und 3 ist das Wellblech auf die oberen Trägerflanschen gelegt. Die Querstöße werden auf denselben vielfach in der Weise angeordnet, daß das eine (untere) Ende der Tafel auf dem Trägerflansch aufgenietet wird, während das andere Ende behufs Ermöglichung der Wärmeausdehnung frei beweglich bleibt (Fig. 242). Vorteilhafter ist mit Rücksicht auf den Fortfall der Löcher im Trägerflansch die in Fig. 243 dargestellte Befestigung mittels Haften, welche allerdings in der Unteransicht u. U. störend wirken.

Fig. 242.

Fig. 243.



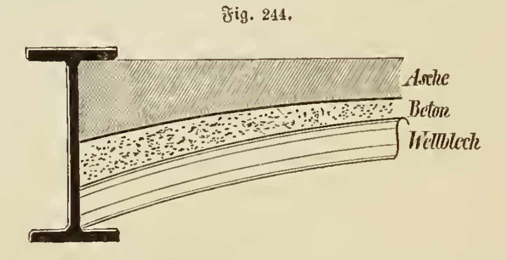
Die Oberfläche des Bleches wird mit einem mageren Beton ausgegossen, welcher den Wellenberg um 3—4 cm überragt. Auf dem Beton wird der massive Fußboden unmittelbar verlegt, während bei Holzfußboden zur Befestigung der Dielen Lagerhölzer in den Beton eingelegt werden (Taf. 37, Fig. 3 c). Wird eine stärkere Decke zur Abhaltung des Schalles gewünscht, so werden die Fußbodenlager auf der Oberfläche des Betons verlegt und die Zwischenräume mit Sand ausgefüllt. Bei diesen Decken ist vorausgesetzt, daß die untere Ansicht des Wellbleches frei bleiben kann. Andernfalls ist das Trägerblech zwischen den Trägern auf deren unteren Flanschen, oder besser auf besonderen Winkeleisen, welche mit dem Trägerflansch verschraubt sind, zu lagern (Fig. 4, Taf. 37). Die untere Decke wird in diesen Fällen ganz wie bei den Steindecken durch Einlegen von Bohlenstücken, auf welchen die Deckenschalung befestigt werden kann, gebildet, die obere Decke in derselben Weise wie oben hergestellt. Eine Befestigung des Wellbleches ist hierbei überhaupt nicht erforderlich, nur die Querstöße sind zu vernieten.

Es leuchtet ein, daß eine solche Decke höhere Kosten als eine ebene Betondecke verursachen muß, da nahezu ebensoviel, wenn auch geringwertigeres, Betonmaterial erforderlich wird. Derartige Decken werden daher nur selten Anwendung finden, mehr hingegen die in Fig. 2 und 3, Taf. 37 dargestellten Anordnungen, wenn es bei schwer belasteten Decken in Speichern und ähnlichen Gebäuden darauf ankommt, einen größeren Trägerabstand unter Vermeidung von Kappenschub zu erzielen. Dem steht allerdings entgegen, daß diese Decken nicht unbedingt feuersicher sind; da es nicht möglich ist ohne erhebliche Verteuerung die Eisenteile mit Steinmaterial zu umhüllen.

Noch ungünstiger wird der Verbrauch an Beton bei den nach Fig. 5, Taf. 37 kappenförmig gebogenen Wellblechen. Diese empfehlen sich daher nur in Gegenden, in welchen Mangel an Steinmaterial und Arbeitskräften herrscht, sowie in besonderen Fällen, in welchen die Aufstellung eines Lehrgerüstes mit Schwierigkeiten verknüpft ist. Wo sonst noch etwa gebogene Blechkappen Verwendung finden, geschieht dies weniger aus wirtschaftlichen, als aus ästhetischen Gründen. Letztere können beispielsweise bei eisernen Decken obwalten, bei welchen gewünscht wird, auch die Deckenfläche in Metall zur Erscheinung zu bringen.

Befinden sich derartige Decken unmittelbar unter dem Dach, so haben sie gewöhnlich keine weiteren Lasten aufzunehmen, als gelegentlich die eines, oder mehrerer Arbeiter. Das Blech ist dann aus praktischen Gründen tragfähiger, als nötig zu wählen und bedarf daher in gebogenem Zustand keiner Verankerung. Zum Festhalten des Bleches auf den unteren

Fig. 244.



Trägerflanschen werden die Zwickel, wie aus Fig. 244, S. 155 ersichtlich, mit Beton ausgefüllt, im übrigen genügt zur Abhaltung des Schalles und der Wärme eine dünne Aschenschicht, welche oben zur Verhütung des Staubes mit einem Mörtelbrei begossen wird. Für den Verkehr der Arbeiter sind Laufbohlen anzuordnen.

Werden derartige, oder überhaupt Decken aus verzinkten Blechen bemalt, so ist besondere Vorsicht gegen das Abblättern der Farbe anzuwenden. Siehe hierüber Kap. 11, § 4, Schlußsatz.

2. Buckelplatten.

Die Buckelplatten stellen kleine böhmische Kappen aus Blech dar. Dieselben erhalten ihre Form in besonderen Pressen (bei einzelnen abweichenden Formen wohl auch durch Aushämmern mit Hand) und werden neuerdings in beliebigen Abmessungen bis zu 1,5 m Seitenlänge gefertigt, während früher nur die aus Tabelle 23 im Anhang ersichtlichen Platten erhältlich waren. — Die Decken aus Buckelplatten sind noch kostspieliger, als Wellblechdecken, da sie erhebliche Nietarbeit und außerdem Quereisen zur Befestigung der Ränder erfordern. Bei leichteren Decken können die Buckelplatten daher nur etwa aus ästhetischen, nicht aus wirtschaftlichen Gründen in Anwendung kommen. Die Buckelplatten werden in diesen Fällen nach Fig. 1, Taf. 38 kuppelförmig als Kassetten verlegt, da sie dann zwar weniger tragen, aber besser aussehen. Bei schweren Decken verlegt man die Buckelplatten, wenn es auf die untere Ansicht weniger ankommt, nach unten hängend (Taf. 38, Fig. 2). Unter Hofräumen läßt sich hierbei eine gute Deckenentwässerung erzielen, welche in gleich einfacher Weise bei keinem andern Belagsmaterial möglich ist. Die Platten werden im tiefsten Punkt durchlocht und mit angenieteten Zinktüllen (Taf. 38, Fig. 2) versehen. Unter diesen werden Rinnen (am besten verzinkte ⊔-Eisen) entlang geführt, welche das Wasser nach den Entwässerungskanälen führen, indem die Durchführung durch die Träger mittels entsprechender Ausschnitte aus den Trägerstegen ermöglicht wird. Es empfiehlt sich, die Buckelplatten ebenso wie die Wellbleche nur in verzinktem Zustand zu verwenden. Soll über den Buckelplatten gepflastert werden, so werden zur Verhinderung von Rostbildung auf den (unverzinkten) Köpfen der Befestigungsniete und zur Dichtung der Fugen Streifen aus Asphaltpappe mit Asphaltkitt aufgeklebt. Danach wird das erforderliche Sandbett aufgebracht und das Pflaster in gewöhnlicher Weise hergestellt. Bei einer andern Herstellungsweise, welche ebensowohl auch bei stehenden Buckelplatten, bei Wellblech und Belageisen anwendbar ist, wird die ganze Oberfläche des Eisenbelags mit Beton ausgegossen und dessen Oberfläche mit schwachem Seitengefälle (1 : 25) abgeglichen. Auf letzterer wird Asphaltfilz verlegt und darauf das Pflasterbett in gewöhnlicher Weise aufgebracht.

Die Dicke der Buckelplatten wähle man:

a) bei einer Deckenlast bis zu 750 kg f. d. qm
und bis 1,0 m Seitenlänge = 4 mm
" 1,5 " " = 5 mm

b) bei einer Deckenlast von mehr als 750 kg f. d. qm
und bis 1,0 m Seitenlänge = 5 mm
" 1,5 " " = 6 mm.

Zu den Querverbindungseisen zwischen den Deckenträgern genügen gewöhnlich ⊥-Eisen Nr. 12/6 (Fig. 1, Taf. 38), nur bei sehr schweren Decken sind hierzu ⊤-Eisen (wie bei Fig. 2, Taf. 38) erforderlich.

3. Belageisen.

Während Wellbleche und Buckelplatten hin und wieder aus ästhetischen Rücksichten noch bei leichteren Decken Verwendung finden können, dienen die Belageisen lediglich zur Bildung der allerschwersten Decken, bei welchen Wellblech nicht mehr ausreicht und die Buckelplatten zu kostspielig sind. Die Abmessungen dieser Eisen sind in Tabelle 17 im Anhang angegeben.

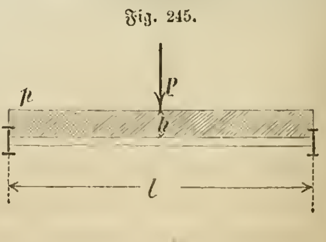
Die Belageisen werden entweder über die oberen Flanschen der Deckenträger gestreckt (Taf. 38, Fig. 3), oder sie werden bei geringer Konstruktionshöhe zwischen den Trägern auf besonders angenieteten Tragwinkeln gelagert (Taf. 38, Fig. 4). Dieselben auf die unteren Trägerflanschen zu legen, ist unstatthaft. — Da die Trägerentfernung bei Belageisen eine ziemlich große sein kann, so werden in der Regel auch schwere genietete Träger als Deckenträger erforderlich.

Die Belageisen sind thunlichst nur verzinkt zu verwenden. Nach dem Verlegen werden die Zwischenräume zwischen den einzelnen Stäben (1—5 cm) mit gewöhnlichen Pappstreifen (als Schalung) überdeckt und dann bis zur Oberkante mit Beton ausgegossen. Man kann nun entweder zur Ableitung des Wassers einige Löcher in dem Beton lassen und das Wasser wie bei den Buckelplatten mittels untergezogener Rinnen ableiten, oder man gleicht in der vorhin beschriebenen Weise die Betonoberfläche mit schwacher Seitenneigung ab und bedeckt sie mit Asphaltfilz.

Das erforderliche Widerstandsmoment der Belageisen erhält man durch folgende Berechnung:

Es sei in Fig. 245 P der größte vorkommende Raddruck, p das Eigengewicht der Bettung und der Belageisen f. d. qm, l der Abstand der Deckenträger (= Länge der Belageisen), h die Höhe der Bettung über der Oberkante des Belageisens, so ist unter der Annahme, daß sich der Druck P auf eine Grundfläche von der Seitenlänge 1,5 h gleichmäßig verteilt, für die Breite des Belags = 1,0 m

Fig. 245.



$$W = \frac{p\,l^2}{64} + \frac{P\,l}{48\,h} \left| \begin{array}{l} P = kg \\ p = kg \text{ f. d. qm}, h = m \\ l = m, \; W = cm^3 \end{array} \right. \quad (8)$$

Es sei beispielsweise

$$P = 2000 \text{ kg}$$
$$p = 900 \text{ kg f. d. qm}$$
$$h = 0{,}25$$
$$l = 1{,}5,$$

so ist das erforderliche Widerstandsmoment für 1,0 m Breite des Belags

$$W = \frac{900 \, . \, 1{,}5^2}{64} + \frac{2000 \, . \, 1{,}5}{48 \, . \, 0{,}25} = 282.$$

Es genügen vier Belageisen Nr. 11, von welchen vier auf 1 m Breite gehen. Das vorhandene Widerstandsmoment ist nach Tabelle 17

$$W = 4 \, . \, 76{,}2 = 304{,}8.$$

§ 7.

Decken aus Mörtelmischung mit Eiseneinlagen.

Die ersten Decken dieser Art wurden aus Drahtgeflecht und Gips in Frankreich hergestellt und führen daher den Namen „Pariser Decken“. Wegen der geringen Tragfähigkeit dieser Decken und des Fortschritts, welcher inzwischen in der Herstellung billigerer massiver Decken in anderen Materialien gemacht wurde, finden gegenwärtig diese, überdies nicht vollständig feuersicheren Deckenkonstruktionen nur noch vereinzelte Anwendung. Immerhin wird es für das Verständnis der nachfolgenden ähnlichen Bauarten zweckmäßig sein, eine solche Decke vorzuführen. Dieselbe ist auf Taf. 38, Fig. 4 dargestellt. Quer über die ziemlich dicht liegenden ⊥-förmigen Deckenträger werden hakenförmig gebogene 18—20 mm starke Quadrateisen in Abständen von 0,8—1,0 m gehängt. Quer zu letzteren werden 6—8 mm starke Drähte angeordnet und mit dünnerem Draht an den Hängeeisen festgebunden. Unter den Deckenträgern wird eine Holzschalung hergestellt, auf welcher ein Gipsbrei ausgegossen wird. Letzterer umgibt das Eisennetz und wird nach dem Erkalten von diesem getragen.

Nach den im § 3 angeführten Grundsätzen über die zweckmäßigste Trägerteilung ist es klar, daß derartige Decken bei dem geringen Abstand der Deckenträger ziemlich kostspielig sein müssen, man hat deshalb vielfach zwischen den weiter auseinander gelegten Deckenträgern hochkantige Flacheisen eingespannt, welche das Eisenflechtwerk aufnehmen. Aber auch diese Anordnung ist heutzutage veraltet.

Neuerdings sind bei Deckenbildungen auf ähnlichen Grundlagen beruhende Bauarten in Aufnahme gekommen, deren Herstellung zur Zeit den Erfindern noch patentirt und dem allgemeinen Wettbewerb entzogen ist.

Bei dem ersteren Verfahren, nach dem Patentinhaber „System Rabitz oder Rabitzputz“ genannt, wird eine stuckähnliche, in der Hauptsache aus Gips, Haaren und Leim bestehende Masse, welche nach der Erhärtung bedeutende Festigkeit und Zähigkeit erlangt, auf einem ausgespannten Drahtnetz in durchschnittlich 5 cm Stärke aufgebracht und glatt gestrichen. Das Drahtnetz wird zwischen den Deckenträgern eingespannt und bedarf es zur Herstellung der Decke keiner weiteren Schalung. Nur bei gebogenen Kappen wurde früher das Drahtnetz durch Schalung unterstützt. Neuerdings wird indes auch hier das Drahtgeflecht zwischen Bügeln aus Rundeisen, welche der Kappenform entsprechend gebogen sind, gespannt, wodurch die Schalung in Wegfall kommen kann. Es läßt sich auf diese Weise jede beliebig geformte Fläche herstellen. — Der Rabitzputz ist feuersicher [1]), leicht zu bemalen und bis zu einem gewissen Grade tragfähig, jedoch genügt die Tragfähigkeit in den meisten Fällen nicht, um die Fußbodenlast aufzunehmen. Auch ist die Masse nicht wetterbeständig. Das Verfahren eignet sich daher nur für Innenräume und findet am meisten bei der wenig belasteten Unteransicht der Decken, sowie zur feuersicheren Umkleidung von Trägern, Säulen, Rauch- und Lüftungsrohren Verwendung.

Bei der auf Taf. 39 dargestellten Decke (einer sogenannten Spiegeldecke) ist die ganze untere Deckenschale aus Rabitzmasse gefertigt, während darüber die tragende Decke mittels Wölbkappen zwischen den Trägern hergestellt ist. Der gebogene Teil der Decke wird von starken Eisenbügeln getragen, welche sich oben gegen ein ⊥-Eisen, unten gegen einen in der Mauer liegenden Rundstab stützen. Zwischen den Mauerbügeln ist das Drahtnetz gespannt, welches den Stuck aufnimmt. Letzteres besteht aus ziemlich schwachem ungeglühten Draht und ist nur als Lehre für den später hart und allein tragfähig werdenden Putz anzusehen; auf die Tragfähigkeit des Drahtnetzes selbst ist dagegen nicht zu rechnen, zumal die Drähte bei nur einseitigem Bewurf nicht vollständig umhüllt werden und daher bald verrosten. — Der glatte mittlere Teil der Decke ist an die unteren Flanschen der Deckenträger angehängt. Zu diesem Zwecke ist einmal das Drahtnetz mittels Drahtschleifen, welche indes nur provisorisch sind, an die Träger anzuhängen, außerdem sind aber kräftige Haken aus etwa 6—8 mm starkem, 40—60 mm breitem Flacheisen an den Trägern anzuschrauben, deren hakenförmig gebogene Enden einige cm unter das Drahtnetz bis nahe an die Unterfläche der künftigen Decke fassen. Diese Flacheisen bilden später die eigentliche Unterstützung der Decke, da die vorerwähnten Drahtschlingen bald ausrosten, auch bei Durchbiegung der Deckenträger und aus anderen Ursachen nicht gleichmäßig zum Tragen kommen.

---

1) Näheres über Brandversuche mit Rabitzputz siehe Zentralblatt der Bauverwaltung 1888, S. 44 und 265.

Die vielfach übliche Aufhängung einzig und allein an Drahtschlingen von verzinktem Eisendraht, welche an dem gegen Rosten nicht geschützten dünnen Drahtnetz befestigt sind, ist durchaus ungenügend, noch dazu, wenn die Aufhängung bei Holzbalken an schwachen, womöglich nur von unten eingeschlagenen Haken, oder Stiften erfolgt, welche bei Zusammentrocknen des Holzes leicht ausreißen.

Das zweite nach dem Erfinder „Monier" benannte Verfahren (Patentinhaber G. A. Wayß[1]), Berlin) weicht insofern von dem Rabitzverfahren ab, als an die Stelle des Drahtnetzes ein Flechtwerk von stärkeren Eisenstäben, an die Stelle des Stucks Zementmörtel tritt. Die Eisenstäbe werden hierbei vollständig von Zementmörtel umgeben und sind daher gegen Rost geschützt. Die Moniererzeugnisse übertreffen infolgedessen den Rabitzputz an Tragfähigkeit und Wetterbeständigkeit, während sie in bezug auf Zähigkeit gegen Einwirkung von Erschütterungen und Stößen dem letzteren nachstehen. Beispielsweise findet bei Monierplatten unter der Einwirkung von Hammerschlägen ein Abspringen des Zements von dem Eisenwerk statt, während Rabitzputz gegen derartige Erschütterungen ziemlich unempfindlich ist. Außerdem bedarf Monierputz, wie aller Zementputz, einer besonderen Behandlung, wenn er bemalt werden soll.

Die Monierbauart hat in letzter Zeit ziemlich ausgedehnte Anwendung bei Deckenbildungen, daneben auch bei anderen Bauteilen als: Wänden, Röhren, Sammelbehältern, Dächern u. a. gefunden. Einer allgemeineren Verwendung steht der noch immer etwas hohe Preis entgegen, so daß bei einigermaßen niedrigen Arbeitslöhnen massive Stein- beziehungsweise Zementkonstruktionen vorteilhafter sind. Nur da, wo besondere Leichtigkeit im Verein mit Tragfähigkeit gewünscht wird, ist das Monierverfahren unter allen Umständen empfehlenswert. Auch scheint diese Bauweise noch mehr, als dies bei Wellblechbauten der Fall, geeignet in Ländern, in welchen Material und Arbeiter fehlen, eine Rolle zu spielen.

Die Haltbarkeit der Moniergebilde besteht in der gegenseitigen Ergänzung der Festigkeitseigenschaften des Eisens und Zements. Während die dünnen Eisenstäbe an sich nur geeignet sind Zugspannungen aufzunehmen, werden sie durch die Umhüllung mit Zement auch gegen Ausknicken bei Druckspannung widerstandsfähig, umgekehrt wird die geringe Zugfestigkeit des Zements durch die Eiseneinlage erhöht.

Bei Decken findet die Monierbauweise hauptsächlich Anwendung in Gestalt von ebenen oder gebogenen Zementplatten mit Eiseneinlage, welche entweder fertig zur Baustelle geliefert, oder auch auf der Verwendungsstelle selbst hergestellt werden.

Fig. 6 (links), Taf. 38 stellt eine glatte Decke ohne Einschubdecke dar, welche in Speicher- und Wirtschaftsgebäuden verwendet worden ist. Der Holzfußboden wird hier ersetzt durch einen massiven Fußboden aus Monierplatten. Fig. 6 (rechts) zeigt eine feuersichere Decke mit Einschub. Durch eine zweite, auf den unteren Flanschen der Träger liegende Lage dünner Monierplatten wird hier eine glatte Unterfläche gebildet, auf welcher die zur Abhaltung des Schalles und der Wärme dienende Schüttung aufgebracht werden kann. Die unteren Trägerflanschen werden mit Drähten, welche aus der Zementplatte vorstehen, umbunden und dann geputzt.

Die untere Plattenlage mit Auffüllung kann selbstredend auch bei den auf Taf. 35, Fig. 5, Taf. 36, Fig. 3 und Taf. 37, Fig. 3b und 4 dargestellten Decken an Stelle der Holzschalung verwendet werden, wenn es gilt auch die untere Deckenverkleidung feuersicher herzustellen.

Über die Tragfähigkeit der Platten wurden auf Grund von veröffentlichten Versuchen die nachfolgenden Angaben zusammengestellt. Hieraus werden sich für einen bestimmten Zweck die erforderlichen Stärken näherungsweise entnehmen lassen. Im übrigen empfiehlt es sich, wie bei allen wesentlich auf der Bindekraft des Mörtels beruhenden Anordnungen, vor der Anwendung im großen zweckentsprechende Belastungsversuche anzustellen.

1. Ergebnisse der Belastungsversuche mit ebenen Monierplatten.

Stärke der Platte cm	Spannweite der Platte m	Aufgebrachte Belastung kg f. d. qm	Größte Durchbiegung der Platte mm	Haarrisse bei Belastung kg f. d. qm	Durchbiegung mm	Hiernach zulässige Belastung etwa kg f. d. qm
$4^1/_2$	1,0	2763	Bruch	—	—	750
$4^1/_2$	1,56	1253	3	keine	—	600
5	1,0	4988	$8^1/_2$	2270	$1^1/_2$	1100
5	1,5	2287	50	1810	16	700
$8^1/_2$	3,0	967	4,5	keine	—	480
9	1,15	7000	12	keine	—	3500

1) Das System Monier, herausgegeben von G. A. Wayß. Berlin 1887.

2. Ergebnisse der Belastungsversuche mit gebogenen Monierplatten.

Stärke der Platten im Scheitel cm	Stärke der Platten am Widerlager cm	Spannweite m	Pfeilhöhe m	Einseitige Belastung (der einen Gewölbehälfte bei unbelasteter zweiter Hälfte): Größte Belastung kg f. d. qm	Größte Belastung: größte Ausbiegung mm	Risse bei kg f. d. qm	Risse bei: Ausbiegung mm	Hiernach etwa zulässige größte Belastung kg f. d. qm	Bemerkungen
5	5	4,5	0,4	2109	Bruch	1880	—	750	einfache Geflechtslage
5	5	4,5	0,4	2125	„	1770	15	750	zweifache Geflechtslage
5	5	4,5	0,4	800	Bruch	keine	—	270 [1]	Zementmörtel 1 : 1 ohne Eisengeflecht
5	8	8,0	0,8	887	Bruch (40)	735	21	300	starkes Geflecht
7	7	5,15	0,5	1340 links, 475 rechts	2	—	—	1200	—

Dieselben Patentinhaber fertigen neuerdings auch sogenannte „Gipsdielen", welche aus einer Mischung von Gips und anderen Materialien bestehen. Dieselben werden plattenförmig in verschiedenen Stärken hergestellt und lassen sich, da sie feuersicher sind, dabei aber wie Holz geschnitten und benagelt werden können, vorteilhaft zur unteren Deckenansicht in ähnlicher Weise wie die Monierplatten verwenden.

1) Mithin haben gebogene Monierplatten etwa die dreifache Tragfähigkeit von gewöhnlichen Zementplatten ohne Eiseneinlage.

Neuntes Kapitel.

Wände, Erker, Treppen.

§ 1.

Unterstützung der Wände durch eiserne Träger.

Die große Festigkeit des Eisens gestattet die Unterstützung von Wänden in einem Umfange, wie dies früher mit Hilfe von Holz und Stein nicht möglich war. Da in der Neuzeit das Bedürfnis zur Anordnung größerer Maueröffnungen und beliebiger Raumteilung in verschiedenen Geschossen bereits bei einfachen städtischen Gebäuden vorliegt, so hat das Eisen als Baustoff gerade für derartige Zwecke eine ganz allgemeine Verbreitung gefunden, während bei anderen Bauteilen die Verwendung des Eisens meist noch auf besondere Gattungen von Gebäuden beschränkt ist.

Die Unterstützung von Wänden erfolgt meistens durch gewalzte schmiedeeiserne I-Träger, wo diese nicht ausreichen, durch genietete Blech- und Kastenträger. Trotz der großen Einfachheit derartiger Konstruktionen hat man doch eine Reihe von Regeln zu beachten, welche in den weitaus meisten Fällen nicht berücksichtigt, oder nur unbewußt erfüllt zu werden pflegen. Wir stellen nachfolgend diese Regeln, welche bereits zum Teil im 4. Kapitel enthalten sind, der Übersichtlichkeit halber zusammen:

1) Das Auflager ist nach den in § 9 und 10, Kap. 4 gegebenen Regeln auszubilden, ferner ist die Standsicherheit der Pfeiler und Widerlager zu prüfen (vgl. S. 75), da die größte Sorgfalt in der Berechnung der Träger hinfällig ist, wenn nicht die unterstützenden Teile mindestens die gleiche Sicherheit gewähren.

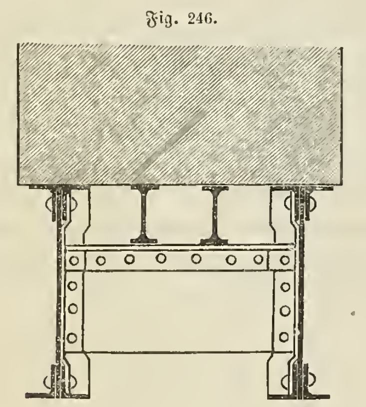
2) Die Höhe der Träger ist zur Vermeidung augenfälliger Durchbiegungen mindestens gleich $^1/_{20}$ der Stützweite zu wählen. (Vgl. S. 69.)

3) Es ist zweckmäßig, falls die Träger nicht seitlich durch Balkenlagen versteift sind, selbst bei schwachen Wänden zwei Träger nebeneinander anzuordnen, und dieselben behufs

Erzielung genügender Seitensteifigkeit zu kuppeln. Letzteres kann durch Stein-, Holz- und Eiseneinlagen mit Zugbolzen geschehen. (Vgl. S. 77 und 78.)

Bei stärkeren Mauern sind so viele Träger nebeneinander zu verlegen, daß eine gleichmäßige Unterstützung erreicht wird. Werden bei breiten Mauern nur zwei Träger verwendet, so ist in geeigneter Weise durch Überdeckung des Zwischenraumes etwa nach Fig. 246 das nötige Unterlager für die Mauer zu schaffen. Bei Mauern, welche im unteren Teil in gutem Zementmörtel ausgeführt werden, und bei nicht großen Zwischenräumen kann jedoch die Überdeckung entbehrt werden.

Fig. 246.



4) Wird eine Mauer im oberen Teil einseitig schwächer (Fig. 247), oder überspannt dieselbe Mauerbreite ungleich große Öffnungen (Fig. 248) (was beispielsweise bei Schiebethüren vorkommt), oder schließen Balkenlagen an die unterstützenden Träger an (Fig. 249), so berechne man im Falle zwei oder mehrere Träger zur Verwendung kommen jeden Träger für die ihm unmittelbar zufallende Last und verlasse sich nicht auf eine Übertragung der Lasten von Träger zu Träger. Bei Fig. 247 berechne man mithin den Träger A für die Lastfläche a b c d, den Träger B für die Lastfläche b e f g, nicht aber berechne man das Widerstandsmoment für die Gesamtlast und teile dasselbe durch die Anzahl der Träger, welche dann selbstredend gleiche Größe erhalten würden. Bei Fig. 248 ist Träger I auf die Spannweite l_1 und die auf der Fläche a b c d ruhende Last, Träger II auf die Spannweite l und die auf e f g h ruhende Last zu be-

Fig. 247.

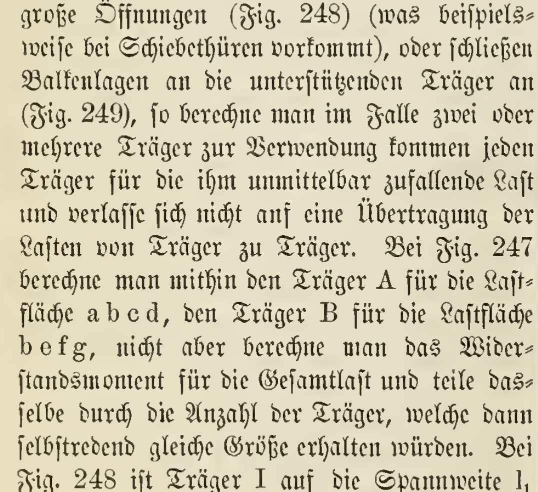
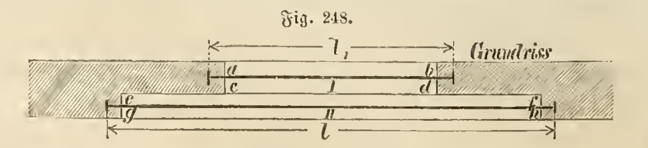
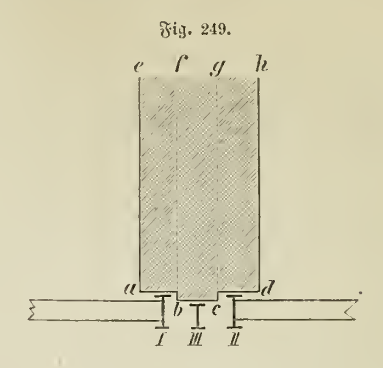


Fig. 248.



rechnen; ebenso haben in Fig. 249 die Träger I, II allein die Balkenlast, außerdem den Wandstreifen a b e f beziehungsweise c d g h aufzunehmen, während Träger III nur für den mittleren Teil b c f g der Wand zu berechnen ist.

Fig. 249.



Es ist ja nicht zu leugnen, daß wenn in derartigen Fällen die Träger gleich stark bemessen werden, ein Einsturz ausgeschlossen ist, weil die zunächst weniger belasteten Träger nach erheblicherer Ausbiegung der anderen Träger schließlich doch mit zum Tragen kommen, es ist aber kein Zweifel, daß die zunächst mehr belasteten Träger dauernd eine größere Beanspruchung erfahren werden, eine gleichmäßige Materialausnutzung, welche doch angestrebt werden soll, demnach nicht stattfindet.

5) Es ist bei der Einmauerung der Träger darauf zu achten, daß am beweglichen Lager genügender Spielraum zur Wärmeausdehnung u. U. auch bei ausbrechendem Feuer verbleibt. Für gewöhnliche Temperaturunterschiede genügt ein Gesamtspielraum von $^1/_{1000}$, für die Wärmeausdehnung bei Bränden ein solcher von $^1/_{100}$ der Länge. Die Einmauerung ist alsdann zweckmäßig nach Fig. 123 und 124, S. 75 zu bewirken. Werden die Träger über Stützen gestoßen, so kann der nötige Spielraum auch dorthin verlegt werden. Die Bolzenlöcher in den Trägern sind dann entsprechend Fig. 91, S. 55 länglich zu gestalten. Ein Nichtbeachten dieser Regel hat zur Folge, daß mit zunehmender Wärme bei mangelndem Spielraum entweder ein Ausweichen der Mauern, oder ein Ausbiegen des Trägers eintreten muß; in beiden Fällen hat der Träger starke Druckspannungen zu erleiden, welche seine Tragfähigkeit beeinträchtigen.

6) Es empfiehlt sich bei der Berechnung der Unterzüge auf Thür- und Fensteröffnungen gewöhnlicher Abmessungen, welche sich in den zu unterstützenden Wänden befinden, keine Rücksicht zu nehmen. Einmal ist die zu erzielende Ersparnis in der Regel keine erhebliche, außerdem pflegen gerade in der Anordnung der Thüren und Fenster vielfach nachträglich Änderungen vorgenommen zu werden, welche eine für alle Fälle brauchbare Trägerberechnung wünschenswert erscheinen lassen.

* * *

Wir wenden uns nunmehr zur Erörterung von Einzelheiten, welche durch die Eigentümlichkeit einzelner bei Bau-

ausführungen häufig vorkommender Fälle bedingt werden. Bei der **Unterstützung von Zwischenwänden** ist zunächst zu unterscheiden, ob die Balkenlage parallel, oder senkrecht zur Wand liegt. Im ersteren Falle sind die Träger von der Decke unabhängig, im letzteren haben sie gewöhnlich gleichzeitig als Auflager für die Deckenbalken zu dienen. Genügt die Höhe der Deckenbalken für die Höhe der Unterzüge, so können die Träger in beiden Fällen völlig unsichtbar angeordnet werden.

Gewöhnlich trifft dies indessen nicht zu. Man hat dann die Wahl, die Träger entweder unter die Decke, oder über den Fußboden vorstehen zu lassen. Letzteres ist nur angängig, wenn in der Wand keine Thüröffnungen vorhanden sind. Da man sich aber die Möglichkeit, noch später derartige Thüröffnungen anzubringen, nicht leicht verschließen wird, so wird ein Überstehen der Träger über die Balkenlage wie bei Fig. 7, Taf. 34 nur selten gerechtfertigt sein. Der im andern Falle **unter** der Decke vortretende Teil des Trägers bleibt entweder unverhüllt, oder wird in geeigneter Weise mit Holz, oder Putz verkleidet (Taf. 34, Fig. 1b).

Über den Anschluß der Deckenträger an die Wandunterzüge siehe Kap. 8, § 2 und 3.

Bei den gewöhnlich vorkommenden **Fenster- und Thüröffnungen** von 1,0—1,2 m Lichtweite pflegt man von einer Überdeckung mit eisernen Trägern nur selten Gebrauch zu machen, erst bei außergewöhnlich großen Öffnungen, wie Schaufenstern und Thoreinfahrten, ist die Anwendung von Eisenbalken nicht zu umgehen. Der nötige Anschlag wird hier durch Anordnung der Träger in verschiedener Höhenlage erreicht.

Um die Befestigung der hölzernen Fenster- und Thürrahmen zu erleichtern, werden gewöhnlich Holzfutter an den Eisenträgern angeschraubt, man kann jedoch auch die genau passend gefertigten Holzrahmen unmittelbar auf dem Eisen mit Schrauben befestigen.

Die in der Außenwand sichtbar bleibenden Ansichten der Träger werden gewöhnlich mit Dachziegeln, Schiefer und dergleichen ausgemauert, bei massiven Bauten ist es jedoch vorzuziehen, das Eisen sichtbar zu lassen, mit passenden Verzierungen auszustatten und in entsprechendem Ton mit Ölfarbe zu streichen. — —

In großen Städten ist eine möglichste Ausnutzung des Tageslichts geboten. Die Fenster werden hierbei vielfach nicht nur bis unter die Decke geführt, sondern es wird eine thunlichste Verringerung der Mauerfläche dadurch erzielt, daß ein Teil der massiven Frontwand vollständig beseitigt und durch ein Gerippe von Gußeisen mit Glasfüllungen ersetzt wird; die geringen Stärken der gußeisernen Brüstungen ermöglichen dann eine weitgehende Ausnutzung des Tageslichts. Ein derartiges Beispiel ist die auf Taf. 40 dargestellte Straßenfront zweier Geschäftshäuser am Werderschen Markt in Berlin. Die Fensterbrüstungen bestehen bei dem links von der Mittelachse gezeichneten Gebäude zwischen den beiden oberen Stockwerken, bei dem rechts gezeichneten Gebäude in sämtlichen Stockwerken aus Gußeisen, welches eine entsprechende architektonische Ausbildung erhalten hat.[1])

Hinter diesen Brüstungen liegen zur Unterstützung der Balkenlagen I-Träger, an welchen gleichzeitig die gußeisernen Wände befestigt sind.

Eine noch weitgehendere Ausnutzung der Lichtfläche zeigt die auf Taf. 41 dargestellte Ausbildung einer Hoffront desselben Gebäudes.

Hier reicht das Fenster des unteren Stockwerkes, soweit es die Mauerstärke zuläßt, in die Fensterbrüstung des nächst oberen Stockwerkes hinein. Zur Abhaltung der Kälte ist eine aus Wellblech, Schalung und Putz bestehende schräge Brüstung (A-B in Fig. 1, in Fig. 3 und 4 in größerem Maßstabe dargestellt) angeordnet, welche im oberen Stockwerk innen durch einen Holzkasten verdeckt wird. In dem außerhalb der schrägen Brüstung verbleibenden Raum wird das Fenster des unteren Stockwerkes soweit als möglich hochgeführt. Die Rolle des Verschlußladens befindet sich in dem unteren Brüstungskasten des Erdgeschosses und wird mittels einer über die obere Rolle laufenden Schnur und eines Getriebes in Bewegung gesetzt.

Bei den Kellerfenstern wird eine vermehrte Lichtzuführung durch eine über dem Fenstersturz angebrachte Auskragung der Frontwand (Fig. 1 und 2) erreicht. Eine noch größere Wirkung hätte sich hier erzielen lassen, wenn an Stelle des Fensterbogens eiserne Träger angeordnet worden wären.

Bei allen weitgehenden Durchbrechungen von Front- und bei Beseitigung von Zwischenwänden in den unteren Geschossen ist sorgfältig zu prüfen, ob noch genügende Standsicherheit gegen horizontale Kräfte, welche durch Winddruck, einseitige Belastungen sowie schwere Erschütterungen, Erdbeben u. a. erzeugt werden können, vorhanden ist.

Sind keine Mauerflächen mehr in ausreichendem Maße zur Aufnahme solcher Schübe vorhanden, so muß Ersatz durch eiserne Zugbänder, oder Streben nach Art der S. 93, Fig. 162 gezeigten Anordnung geschaffen werden. —

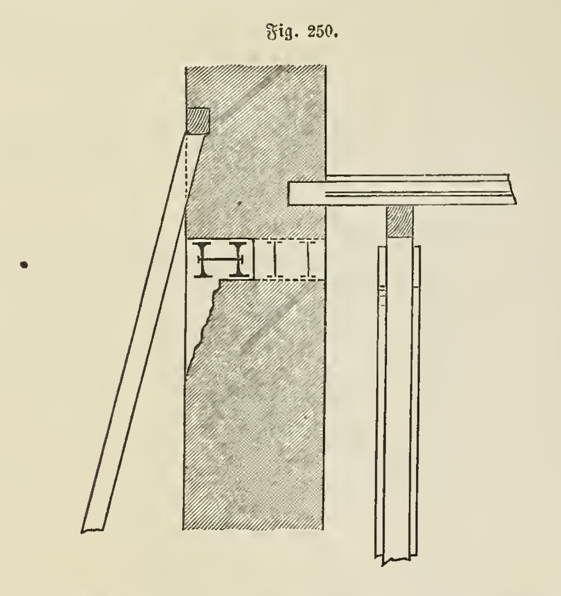
In der Regel wird in dieser Beziehung ziemlich sorglos verfahren und vielfach den Nachbargebäuden allein die nötige Abstrebung überlassen. Bei einem etwaigen Abbruch der letzteren können dann die unangenehmsten Folgen für ein solches nur auf verhältnismäßig dünne Stützen angewiesenes Bauwerk entstehen.

---

1) Der Fassadenguß wurde von der Gräfl. Wernigerode'schen Faktorei in Ilsenburg ausgeführt.

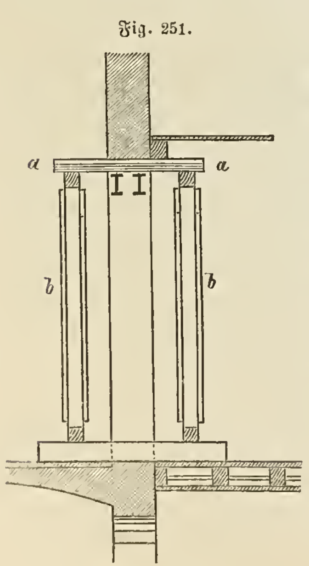
Eine häufig vorkommende Aufgabe besteht in dem nachträglichen Ausbrechen großer Öffnungen in bestehenden Wänden. Das Verfahren ist hierbei folgendes: Man stemmt zunächst auf einer Seite der Mauer bis in die Hälfte derselben einen Falz aus, in welchen das erste Trägerpaar eingeschoben wird (Fig. 250), nachdem vorher die Mauer

Fig. 250.



auf dieser Seite in geeignet scheinender Weise gestützt wurde. Die eingeschobenen Träger werden an den Lagern gut vermauert und auch in der Mitte mehrmals nach Bedarf durch einstweilige Untermauerung gestützt. Demnächst wird die Wand an der andern Seite gestützt und von hier aus der Falz für die weiteren Träger eingestemmt. Sind Stützen einzubringen, so wird nunmehr die Mauer an der betreffenden Stelle in genügender Breite aufgeschlitzt und die Stütze gestellt. Nach Einbringung sämtlicher Stützen kann schließlich alles alte in die Öffnung fallende Mauerwerk entfernt werden. — Bildet die zu durchbrechende Mauer das Auflager für die Deckenbalken, so werden letztere vor Beginn der Arbeit durch einen Unterzug und durch Holzstützen vorläufig abgefangen. Eine weitere Stützung der Mauer auf der Balkenseite ist dann nicht erforderlich.

Fig. 251.



Das vorbeschriebene Verfahren läßt sich nur bei einigermaßen starken Wänden ausführen. Bei schwachen Wänden würde durch das Ausstemmen eines Längsfalzes die Standsicherheit gefährdet werden. Hier ist daher eine vorhergehende einstweilige Unterstützung der Wand durch kurze untergezogene Querträger a - a (Fig. 251), welche auf zwei Holzgerüsten b - b ruhen, erforderlich.

§ 2.

Fachwände.

Die eisernen Fachwände bestehen aus einem Gerippe von Eisenstäben, dessen Zwischenräume mit einem andern geeigneten und dem jeweiligen Zweck entsprechenden Material (hauptsächlich Stein, Holz, Blech oder Glas) geschlossen werden. Auf die Bildung des Eisengerippes haben diese Materialien nur insoweit Einfluß, als eine bequeme Verbindung zwischen Fachwerk und Füllmaterial angestrebt werden muß. Im übrigen hat sich die Größe und Anordnung der Fachwerkstäbe lediglich nach den durch die Einwirkung der äußeren Kräfte hervorgerufenen Beanspruchungen zu richten.

Die äußeren Kräfte bestehen in dem Eigengewicht, der Auflast und dem Winddruck. Das Eigengewicht kann fast stets vernachlässigt werden, auch die Auflast ist in der Regel, soweit sie lotrecht wirkt, von geringem Belang, die Abmessungen sind daher in den weitaus meisten Fällen lediglich nach dem Winddruck zu bestimmen.

Die Beanspruchung durch Wind erfolgt entweder unmittelbar senkrecht zur Wandfläche, oder mittelbar durch den Schub, welchen andere von der Wand gestützte Dach- oder Wandflächen auf dieselbe ausüben. Wir betrachten zunächst den unmittelbar wirkenden Winddruck und nehmen an, daß die Wand gegen andere mittelbare Einflüsse geschützt ist.

Auf eine Wand (Fig. 252) von der Länge l und der Höhe h wirkt ein größter Winddruck von

$$w_0 \, l \, h \quad . \; . \; . \; . \quad \text{kg}$$ [1])

Fig. 252.

Derselbe wird zunächst aufgenommen von der Füllung, diese gibt ihn ab an die in den Abständen a angeordneten Stile s - s, letztere stützen sich unten gegen die Schwelle v - v, oder in Ermangelung einer solchen gegen das Fundament,

1) w_0 = senkrechter Winddruck ist je nach der Lage des Gebäudes zu 100—150 kg f. d. qm anzunehmen (vgl. S. 14).

oben gegen das Rähm r-r. Die Stile werden hiernach durch eine gleichmäßig verteilte Last $p = w_0\, a$ f. d. m senkrecht zur Längsachse beansprucht.

Das erforderliche Widerstandsmoment ist

$$W = \frac{w_0\, a\, h^2}{64} \quad \Big\| \quad w_0 = \text{kg, a und l = m} \quad . \quad . \quad . \quad (1)$$

oder die Beanspruchung der äußersten Faser bei gegebenem Querschnitt in kg f. d. qcm

$$k = \frac{w_0\, a\, h^2}{8\,.\,W} \cdot 100 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (2)$$

Wird außerdem die Säule durch die achsial wirkende Last P beansprucht (vgl. S. 91), so ist die hieraus entstehende Druckspannung $k = \frac{P}{f}$, mithin die gesamte Beanspruchung

$$k = \frac{120\, w_0\, a\, h^2}{8\,.\,W} 100 + \frac{P}{f} \quad . \quad . \quad . \quad (3)$$

Der Querschnitt ist so zu wählen, daß k nicht größer wird als 800.

Die Pfette (Rähm) r-r wird durch den wagerechten Auflagerdruck der Säulen beansprucht, oder, wenn Einfachheit halber statt dieser Einzellasten eine gleichförmig verteilte Last gesetzt wird, durch

$$p = w_0 \frac{h}{2} \text{ f. d. m.}$$

Demnach erforderliches Widerstandsmoment im wagerechten Sinne

$$W = \frac{w_0\, h\, l^2}{128} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (4)$$

Hierzu ist die aus etwaiger anderweiter Belastung herrührende Spannung hinzuzuzählen.

Auf Schwelle und Riegel entfällt aus dem Winddruck keine Spannung, es sei denn, daß, wie bei Wellblechbekleidung, die Riegel zunächst den Auflagerdruck der Blechbekleidung aufnehmen und an die Säule abgeben. In diesem Falle entfällt auf den Riegel, wenn b der Riegelabstand:

$$p = w_0\, b$$

$$W = \frac{w_0\, b\, a^2}{64} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (5)$$

auf die Schwelle

$$p = \frac{w_0\, b}{2}$$

$$W = \frac{w_0\, b\, a^2}{128} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (6)$$

vorausgesetzt, daß die Stile mit dem Fundament so verbunden sind, daß keine wagerechte Verschiebung eintreten kann. Andernfalls würde die Schwelle die gleiche Beanspruchung wie das Rähm erleiden.

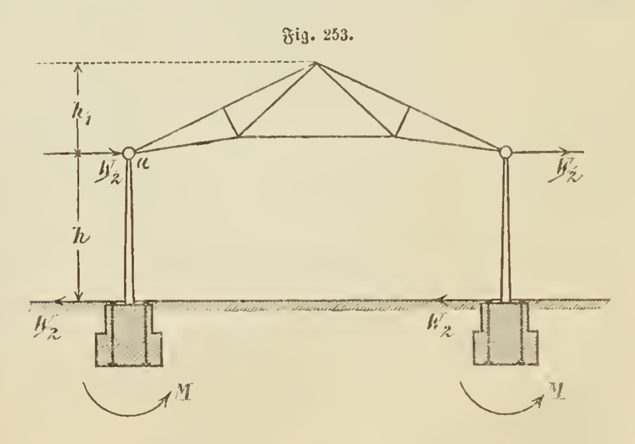
Man erkennt, daß das Rähm schon bei verhältnismäßig kleinen Wänden großen Beanspruchungen durch Winddruck ausgesetzt ist, wenn keine weitere Unterstützung desselben als durch die Giebelwände in wagerechtem Sinne vorhanden ist. Sollen daher nicht allzugroße Rähmquerschnitte erforderlich werden, so sind bei längeren Wänden in entsprechenden Abständen Unterstützungspunkte zu schaffen.

Solche Unterstützungspunkte bilden, wenn vorhanden, die Querscheidewände, demnächst die Dachbinder und Deckenträger, letztere jedoch nur dann, wenn die gegenüberliegende Wand stark genug ist, um den Schub aufzunehmen, oder wenn die Dach- beziehungsweise Deckenfläche derartig steif ist, daß sie als ein wagerechter Träger angesehen werden kann, welcher den Schub auf die nächsten Querwände zu übertragen im stande ist.

Eine Dach- und Deckenfläche mit durchlaufender gespundeter und schräg genagelter Holzdielung kann ohne weiteres als genügend steif im obigen Sinne angesehen werden, um den Druck nach den Giebelfeldern zu übertragen, falls letztere nicht etwa mehr als das doppelte der Gebäudetiefe von einander entfernt sind. Ist die Entfernung größer, oder fehlt eine Decke, so muß entsprechend dem auf Taf. 42 dargestellten Beispiel ein wagerecht liegender Fachwerkträger an Stelle der Decke angeordnet werden. Wird das Raumverhältnis (beispielsweise bei langgestreckten Hallen) zwischen Länge und Breite so ungünstig, daß auch ein solcher Träger zu unförmliche Abmessungen erhalten müßte, so müssen die, erforderlichen Falles als Fachwerkpfeiler auszubildenden, Säulen so stark werden, daß sie das Moment des Winddrucks aufnehmen können, oder es können endlich die Binder bis zum Fußboden herabgeführt und so ausgebildet werden, daß sie im stande sind die Querwände zu ersetzen. Im letzteren Fall werden die Binder am besten als Bögen konstruirt (Taf. 30 und 31). Der erstgenannte Fall zerfällt wieder in drei Einzelfälle.

1) Es ruht der Dachbinder mittels Gelenk auf der Säule, dann muß letztere, um das Windmoment aufnehmen zu können, so mit dem Fundament verbunden werden, daß sie als Freiträger zur Wirkung kommt. In Fig. 253 ergibt

Fig. 253.



sich der im Gelenkpunkt a wirkende Winddruck, wenn der Binderabstand = 1 gesetzt wird:

$$W = 120\,l\left(\frac{h}{2} + h_1\right).$$

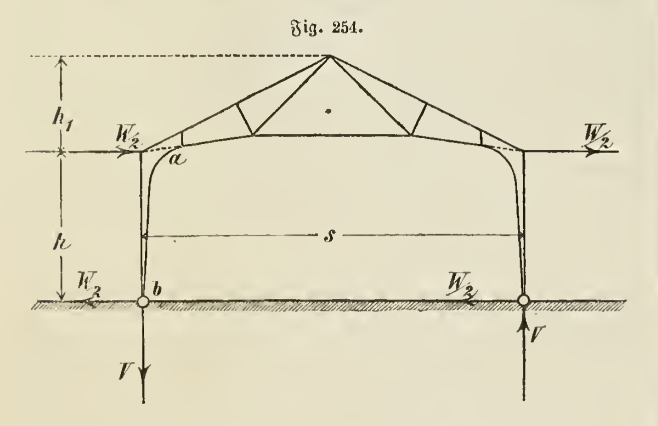
Hiervon wird durch den Dachbinder die Hälfte nach der gegenüberliegenden Säule übertragen. Jede Säule wird daher im Punkt a durch die Horizontalkraft $\frac{W}{2}$ beansprucht. Das Moment am Fuße der Säule ist daher

$$M_1 = \frac{W h}{2} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (7)$$

Die Berechnung der Säule und des Fundaments erfolgt im übrigen nach Kap. 5, § 6 und 8.

2) Der Dachbinder ist bei a (Fig. 254) mit der Säule durch eine gegen Biegung steife Konstruktion fest verbunden, die Säule ruht mittels Gelenk bei b auf dem Fundament und ist hier nur gegen Ausweichen in horizontaler Richtung

Fig. 254.



geschützt. Das Moment ist das gleiche wie bei Fall 1, wirkt aber hier am Kopfe der Säule und nimmt nach dem Fuße hin allmählich ab. Im Punkt b wird das Moment Null. Zur Herstellung des Gleichgewichts der äußeren Kräfte ist das Gegenmoment

$$V \, . \, s = M_1 = \frac{W h}{2}$$

erforderlich, woraus

$$V = \frac{W h}{2 s} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (8)$$

Bei den gewöhnlich vorliegenden Abmessungen kleinerer Fachwerkgebäude kann der (nur achsial wirkende) Einfluß dieses letzteren Moments auf die Säule, sowie der Einfluß beider Momente auf die Decken- und Dachkonstruktion in der Regel vernachlässigt werden und genügt es, die Säule lediglich nach dem obigen Moment zu bemessen.

3) Der Dachbinder ist bei a fest mit der Säule verbunden und letztere bei b fest eingespannt.

In diesem Falle entsteht sowohl bei b, als bei a ein Moment von der halben Größe des oben ermittelten, mithin wird

$$M_3 = \frac{W h}{4} \text{ und } V_3 = \frac{W h}{4 s} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (9)$$

Auch hier übt das Moment bei a einen Einfluß auf die übrigen Konstruktionsteile aus, welcher aber entsprechend dem kleineren Moment halb so groß ist, wie bei dem vorigen Fall und demnach in den meist vorkommenden Fällen kleinerer Höhen und Spannweiten vernachlässigt werden kann.

Handelt es sich jedoch um größere Verhältnisse (Spannweiten von mehr als etwa 10, und Höhen $h + h_1$ von mehr als 8 m), so ist entweder die Konstruktion des Falles 1 zu wählen, wobei auch das Gelenk bei a durch eine feste Verbindung ersetzt werden kann (vgl. S. 138), oder es ist bei Fall 2 ein Scheitelgelenk im First anzuordnen, wodurch man einen dreigelenkigen Bogenbinder erhält, welcher nach Kap. 7 zu berechnen ist. Hierbei ist es nicht erforderlich den Bogen, wie auf Taf. 30 und 31, stets als Fachwerkträger auszubilden, sondern es kann ebensogut eine vollwandige Konstruktion gewählt werden.

* * *

Der durch Übertragung aus anderen Bauteilen mittelbar zur Wirkung kommende Windschub darf nur in der Ebene der Wand wirken, wenn diese zur Aufnahme der Kräfte befähigt sein soll, falls nicht etwa ausnahmsweise eingemauerte, gegen Biegung standfähige Säulen vorhanden sind.

Es kann daher eine einzelne Fachwand, den letztgenannten Fall ausgenommen, niemals allein dem Winddruck widerstehen, sondern es müssen stets mehrere im Winkel gegeneinander geneigte Wände ein gemeinsames System bilden. Bei den gewöhnlichen Gebäuden wird dies System durch die senkrecht zueinander stehenden Front- und Giebelwände, welche noch durch die Decken- und Dachflächen ausgesteift werden, hergestellt. Der auf die verschiedenen Flächen fallende Winddruck läßt sich dann stets nach den Ebenen zweier verschieden zu einander geneigter Wände, in diesem Falle der Front- oder Giebelwand zerlegen.

Der ungünstigste Fall für die Beanspruchung einer Wand in ihrer Ebene tritt dann ein, wenn der Windstoß parallel zu dieser Ebene gerichtet ist.

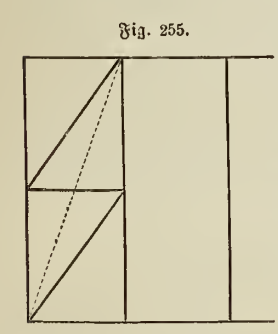
Die Größe des Winddrucks ist hierbei stets nach derjenigen Ansichtsfläche des Gebäudes zu berechnen, welche dem Windstoß direkt zugekehrt ist. Bei einem einfachen Gebäude ist daher der größte auf jede Frontwand entfallende Schub gleich $w_0 \frac{F}{2}$, wenn F die Fläche der Giebelwand und wenn Längsscheidewände nicht vorhanden sind. Der auf eine Wand wirkende Schub wird durch die Wandfläche und das Fachwerk auf Rähm und Schwelle übertragen. In betracht kommt hierbei nur der auf das erstere entfallende Schub. Derselbe sei H. Die Verschiebung des oberen Rähms gegen das untere

wird durch Einziehen von Schrägstäben d - d (Fig. 252), welche die obere mit der unteren Gurtung verbinden, verhindert. Die in dem Schrägstab wirkende Spannung ist, wenn φ der Winkel des Stabes mit der Lotrechten und n die Anzahl der Streben in einer Wand:

$$D = \frac{H}{n \sin \varphi} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (10)$$

Besitzen hierbei die Streben einen gegen Ausknicken steifen Querschnitt, so sind für n sämtliche in einer Wand befindliche Streben und Gegenstreben zu rechnen; werden dagegen Flacheisen zu den Streben verwendet, so ist nur die Anzahl der Streben einer Richtung für n einzusetzen. Sind die Fache zwischen zwei Stilen schmal und hoch, so wird Winkel φ klein und demnach D groß. Man kann hier die Beanspruchung vermindern, wenn man nach Fig. 255 in einem Feld noch eine, oder mehrere Querteilungen vornimmt. —

Fig. 255.



Die in den Säulen, Pfetten und Riegeln bei **mittelbarem** Winddruck entstehenden Fachwerkspannungen sind zu vernachlässigen, da diese Teile bei **unmittelbar** wirkendem Winddruck stärker beansprucht werden und der Windstoß nicht gleichzeitig voll von zwei Seiten kommen kann.

In der Regel genügt die Anordnung von Streben in 1—2 Feldern, um eine Verschiebung wirksam zu verhindern. An Stelle der Streben kann auch eine steife Wandverkleidung treten. Letztere ist erfahrungsgemäß bei schräg genagelter, gespundeter Bretterkleidung und bei ringsum aufgenieteter Wellblechbekleidung vorhanden, wenn nicht zu große Wandflächen in Frage kommen. Ungenügend zu Aufnahme des Seitenschubs sind Ausmauerung mit Ziegelsteinen, Lattenverkleidung und ähnliche Wandfüllungen. Wegen der geringen mit Anordnung der Strebe verbundenen Kosten empfiehlt es sich jedoch diese auch bei den erstgenannten Bekleidungsarten anzuwenden.

Für die verschiedenen Fachwandstäbe und Bekleidungsarten sind nachstehende Profile zweckmäßig:

a. Bei Ziegelausmauerung.

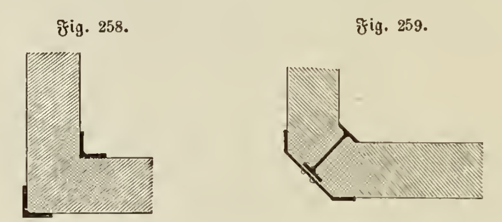
Für Säulen und Riegel wähle man I-Eisen Nr. 14, für Schwelle, Rähm und Laibungen von Thüren und Fenstern ⊏-Eisen Nr. 14 (Fig. 256 und 257). Die Riegel können auch aus L-Eisen gebildet werden, wenn der Halt, welchen das Mauerwerk an den Säulen findet, genügend erscheint. Stehen die Säulen nicht weiter als 1,25 m von einander, so sind Riegel überhaupt entbehrlich beziehungsweise nur bei Fenster- und Thürumrahmungen erforderlich. Einige Schwierigkeiten bietet die Gestaltung der Eckstile. Am zweckmäßigsten erscheinen hier zwei nach Fig. 258

Fig. 256. Fig. 257.



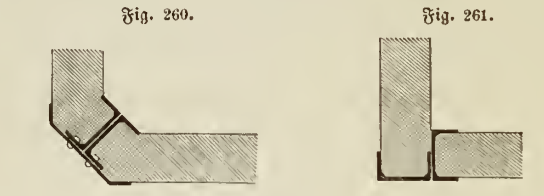
angeordnete Winkeleisen, welche in einem der Mauerstärke entsprechenden Abstand von einander stehen. Sind größere Lasten durch die Ecke zu übertragen, so daß diese Winkeleisen nicht ausreichen, so bediene man sich der in Fig. 259—261

Fig. 258. Fig. 259.



dargestellten Lösungen, von welchen die der Fig. 260 zweckmäßig dann anzuwenden ist, wenn Gratbinder an die Ecke anzuschließen sind. Die beiden ⊐ ⊏-Eisen nehmen dann

Fig. 260. Fig. 261.

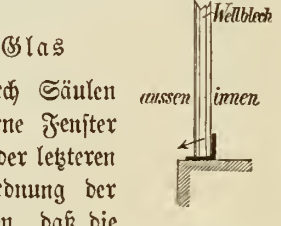


an dem betreffenden Anschlußpunkt ein Knotenblech zwischen sich, an welchem die in der Richtung der Diagonale eintreffenden Stäbe befestigt werden.

b. Bei Wellblech- und Brett-Bekleidung.

Je nach der Beanspruchung und der Konstruktion erweisen sich L ⊥ I und ⊏-Eisen als brauchbar. Auf einen ungehinderten Abfluß des Wassers von der Wandfläche nach außen ist zu achten (Fig. 262).

Fig. 262.

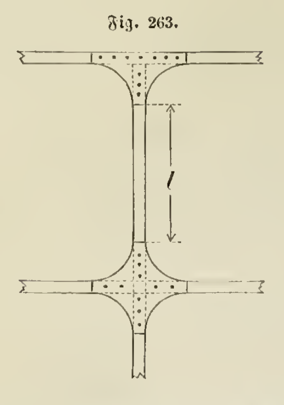


c. Bei Bekleidung mit Glas

werden gewöhnlich in die durch Säulen und Riegel gebildeten Fache eiserne Fenster eingesetzt. Über die Konstruktion der letzteren siehe Kap. 15, § 2. Bei Anordnung der Profile hat man darauf zu achten, daß die Fenster bequem eingebracht und befestigt werden können. Falls bei Glaswänden ein Längsverband mittels Streben des unvorteilhaften Aussehens halber nicht gewünscht wird, sind die Ecken zwischen Säulen und Rähm beziehungsweise Schwelle und Riegel nach umstehender Fig. 263 durch Bleche (Kopfbänder) zu versteifen. Die Säulen müssen

hierbei seitlich so kräftig sein, daß sie das Biegungsmoment $\frac{H l}{2 n}$ aushalten können ($H =$ gesamte im Rähm

Fig. 263.



wirkende Schubkraft, $n =$ Anzahl der Säulen, $l =$ lichte Entfernung zwischen den Eckblechen).

* * *

Zur näheren Erläuterung der vorstehenden Berechnungen und Betrachtungen wählen wir das auf Taf. 42 dargestellte Beispiel eines kleinen mit Wellblech bekleideten eisernen Gebäudes.

Die Giebelwand ist durch Stile in drei, die Längswand in neun Felder von je 1,4 m Weite geteilt. In dem Mittelfeld des Giebels befindet sich eine Thür, in den drei mittleren Feldern der Längswand ein großes Fenster.

Das Dach wird durch gebogenes Wellblech ohne weitere Unterstützung gebildet (Kap. 12, § 5 c).

Eine Decke ist nicht vorhanden. An Stelle dieser tritt ein wagerecht liegender Fachwerkträger, dessen Gurte durch die beiden Rähme der Längswände und dessen Endvertikalen durch die Rähme der Giebelwände gebildet werden. In Abständen von je drei Feldweiten befinden sich die aus ⊥-Eisen bestehenden Mittelvertikalen. Die Ecken der so entstehenden drei Felder von je $3 \cdot 1{,}4 = 4{,}2$ m Seitenlänge werden durch Gegendiagonalen verbunden. Die Befestigung erfolgt an Knotenblechen, welche zwischen dem oberen Rähm und den Stilen angebracht sind. Die Stile bestehen mit Ausnahme der Thür- und Fensterlaibungen aus ⊥-Eisen Nr. 8, deren Flansch nach innen gestellt ist, um eine bequeme Verbindung mit dem |_-Eisen des Riegels und bei den Mittelstilen eine bequeme Befestigung des Fensters zu ermöglichen (Taf. 42, Fig. 10). Die Thür- und Fensterlaibungen bestehen aus [-Eisen, da hier sowohl innen zur Befestigung der Thür- beziehungsweise Fensterrahmen, als außen zur Befestigung des äußeren Rähms aus |_-Eisen, welches das Wellblech gegen die Öffnung abschließt, ein Flansch erforderlich ist.

Die Stile stehen auf Fußplatten, an welchen sie mit Winkellaschen befestigt sind. Die Fußplatten sind mit dem Fundament durch Steinschrauben verbunden (Fig. 7, 8, 9). (Angenietete Rippen würden, soweit ein Abheben nicht in Frage kommt, gleichfalls genügen.)

Die Eckstile bestehen aus zwei nach Fig. 13 (258) angeordneten Winkeleisen, welche mit Winkellaschen auf der Fußplatte befestigt sind. Die Schwelle könnte aus Haltbarkeitsrücksichten gänzlich entbehrt werden, zur Befestigung der Wellblechbekleidung ist jedoch ein Winkeleisensaum erforderlich. Die Riegel und Windstreben bestehen aus |_-Eisen. Der Kreuzungspunkt beider Streben ist in Fig. 12 im einzelnen dargestellt, ebenso ist der Anschluß der Strebe am Fußpunkt des Eckstils aus Fig. 13 zu ersehen. Die Verbindung des oberen Rähms mit den Stilen und die Anordnung des horizontalen Windverbandes ist aus Fig. 4 u. 5 ersichtlich, auch geht aus Fig. 4 die Befestigung des Dachwellblechs mittels Haftern an einem am äußeren Schenkel des Rähmeisens angenieteten Winkelblech hervor. Alles weitere ergibt die nachfolgende Berechnung:

1. Wellblechbekleidung der Wände.

Dieselbe trägt sich frei zwischen Schwelle, Rähm und Riegel. Demnach freitragende Länge $= \frac{h}{2} = 1{,}25$. Erforderliches Widerstandsmoment auf 1 m Blechbreite:

$$W = \frac{p \cdot 1{,}25^2}{64} \;\Big|\; p = 1{,}0 \cdot w_0.$$

Der Winddruck w_0 wird mit Rücksicht auf die niedrige Lage des Gebäudes = 100 kg f. d. qm angenommen, mithin

$$p = 100 \;\Big|\; W = \frac{100 \cdot 1{,}25^2}{64} = 2{,}5.$$

Gewählt wird Nr. 30 der Tab. 21 b, dessen $W = 11{,}4$, Gewicht = 12,5 kg f. d. qm.

2. Wellblech des Daches.

Nach S. 154 genügt es bei derartigen kleinen Spannweiten, ¼ des bei geradem Blech erforderlichen Widerstandsmoments anzunehmen. Die Dachlast beträgt einschließlich Schnee- und Winddruck = 100 kg, die Spannweite = 4,2 m, demnach

$$W = \frac{1}{4} \frac{100 \cdot 4{,}2^2}{64} = 6{,}9.$$

Gewählt wird Nr. 50 der Tabelle 21 b, dessen $W = 19{,}2$, Gewicht = 12,5 kg f. d. qm.

Man würde hier durch Wahl eines kleineren Profils nichts gewinnen, da das Gewicht dasselbe bleibt.

3. Riegel.

Nach Gleichung (5):

$$W = \frac{100 \cdot 1{,}25 \cdot 1{,}4^2}{64} = 3{,}8.$$

Gewählt ⌊-Eisen Nr. 5 (7 mm stark) der Tab. 12, dessen W bei seitlicher Führung nach Spalte 10 = 4,27. Für die Thür- und Fensterlaibung gewährt ⌊⌋-Eisen Nr. 8 einen bequemeren Anschluß der übrigen Konstruktionsteile.

4. Stile.

Nach Gleichung (1):

$$W = \frac{100 \,.\, 1{,}4 \,.\, 2{,}5^2}{64} = 13{,}7.$$

Gewählt ⊥-Eisen Nr. 8/8 Tab. 14 a, dessen W = 14,4. Für die Thür- und Fensterlaibung sind wie vor [-Eisen Nr. 8, deren W erheblich größer, zweckmäßiger.

5. Oberes Rähm.

Freie Länge zwischen den Vertikalen des Deckenfachwerkes $l = 4{,}2$ m.

Nach Gleichung (4):

$$W = \frac{100 \,.\, 2{,}5 \,.\, 4{,}2^2}{128} = 34{,}4.$$

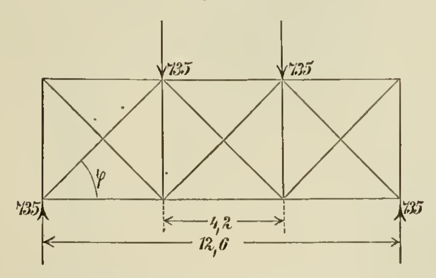
Gewählt ⌊⌋-Eisen Nr. 10 Tab. 11, dessen W = 41.

6. Horizontaler Windverband.

Auf jede der beiden mittleren Vertikalen (Fig. 264) entfällt ein Winddruck von

$$100 \,.\, 4{,}2 \left(\frac{2{,}5}{2} + \underbrace{0{,}5}_{\text{Dach}}\right) = 735 \text{ kg.}$$

Fig. 264.



Diese Beanspruchung hat jede dieser Vertikalen zu übertragen. Nach Gleichung (8), S. 34 ist gegen Ausknicken erforderlich:

$$J = 2{,}5 \,.\, 0{,}735 \,.\, 4{,}2^2 = 32{,}4.$$

Gewählt ⊥-Eisen Nr. 8/8 Tab. 14, dessen kleinstes J nach Spalte 10 = 38,8.

Der von den Diagonalen auszuhaltende Zug beträgt

$$= \frac{735}{\cos\varphi} \text{ und da } \varphi = 45^0 = \frac{735}{0{,}707} = 1040 \text{ kg.}$$

Es werden Rundstangen mit Spannschlössern gewählt, demnach nach Gleichung (13), S. 48:

$$d_1 = 1{,}45 \sqrt{1{,}04} = 1{,}48 \text{ cm}$$

d nach Gleichung (10), S. 47

$$= \frac{1{,}48 \text{ cm} + 0{,}13}{0{,}9} = 1{,}79$$

dafür 1,8 cm.

7. Windstreben.

Der größte Druck entfällt auf die Giebelwand, wenn der Wind senkrecht zur Längswand gerichtet ist. Fläche der Längswand und Projektion des Daches = 12,6 (2,5 + 0,5) = 37,8 qm, Winddruck H auf das Rähm einer jeden Giebelwand $= \frac{100 \,.\, 37{,}8}{4} = 945$ kg.

Vorhanden zwei steife Streben. Demnach nach Gleichung (10)

$$D = \frac{945}{2 \,.\, \sin\varphi}$$

$$\operatorname{tg}\varphi = \frac{1{,}4}{2{,}5} = 0{,}56 \quad \sin\varphi = 0{,}49$$

$$D = \frac{945}{2 \,.\, 0{,}49} = 965 \text{ kg.}$$

Freie Länge der Strebe $= \frac{1{,}4}{2 \,.\, \sin\varphi} = 1{,}43.$

Erforderliches $J = 2{,}5 \,.\, 0{,}965 \,.\, 1{,}43^2 = 4{,}93.$

Gewählt ⌊-Eisen Nr. 5 (7 mm stark) Tabelle 12, dessen kleinstes i = 6,18. Hierbei wird vorausgesetzt, daß der Riegel, welchen die Strebe kreuzt, in dem Kreuzungspunkt kräftig genug ist, um nicht etwa senkrecht zur Wand auszuknicken. Andernfalls würde die Strebe auf 2,86 m Länge auf Knicken zu berechnen und ohne Unterbrechung durchzuführen sein, während der Riegel unterbrochen werden müßte. Hierfür würde:

$$J \text{ der Strebe} = 2{,}5 \,.\, 0{,}965 \,.\, 2{,}86^2 = 19{,}72.$$

Alsdann würde erst ⌊-Eisen Nr. 6½ (11 mm stark) genügen. In diesem Falle würde man daher besser Flachbänder anwenden. Die in Rechnung zu führende Strebenzahl wäre alsdann 1 und

$$D = \frac{945}{\sin\varphi} = 1930 \text{ kg.}$$

$$\text{Erforderlicher Nutzquerschnitt} = \frac{1930}{800} = 2{,}4 \text{ qcm,}$$

dafür Flacheisen 50 . 8 mm genügend, dessen Nutzquerschnitt bei 18 mm starkem Niet = (5,0—1,8) 0,8 = 2,56 qcm und dessen Vollquerschnitt = 4 qcm, während ⌊-Eisen Nr. 6½ einen solchen von 13,1 qcm besitzt.

Die Streben in der Längswand werden geringer beansprucht und brauchen daher nicht besonders berechnet zu werden.

§ 3.

Unterstützung ausgekragter Bauteile.

Hierunter fallen alle aus der Umfassungsmauer des Gebäudes vortretenden Bauteile, welche nicht bis zum Erdboden hinabreichen. Man unterscheidet offene Ausbauten (Balkone) und geschlossene Ausbauten (Erker). Der Natur der Sache nach müssen sämtliche Auskragungen unterstützt werden durch Freiträger, welche entweder durch Einmauerung in der Umfassungswand, oder durch Verlängerung bis zur nächsten Scheidewand ihr genügendes Auflager finden. Im letzteren Falle werden die Freiträger zu Trägern mit zwei Stützen und überhängendem Ende. Die Verwendung von Holz zu derartigen Trägern ist wegen der durch Fäulnis gefährdeten unzugänglichen Stelle an der Einmauerung bei Massivbauten auszuschließen, Steinkonsolen sind nur bei verhältnismäßig geringen Ausladungen und Lasten anwendbar. Somit bietet allein das Eisen die Möglichkeit, diese neuerdings nur bei wenigen städtischen Wohngebäuden fehlenden Ausbauten in wünschenswerter Größe und mit der erforderlichen Sicherheit auszuführen.

Die einfachste Anordnung ergibt sich, wenn eiserne Deckenbalken senkrecht zur Wand des Ausbaues vorhanden sind. In diesem Falle hat man nur die in entsprechender Stärke anzunehmenden Träger über die Frontwand hinaus zu verlängern. Bei Neubauten empfiehlt sich diese Anordnung unbedingt, auch wenn im übrigen hölzerne Deckenbalken verwendet werden.

Liegen die Träger nicht senkrecht zur Wand, aus welcher der Ausbau vorspringt, so wendet man besondere eiserne Balken an, welche bis zur nächsten Querwand reichen und gegen welche die Deckenbalken angeschiftet werden (Taf. 8).

Sollen bei bereits vorhandenen Gebäuden Ausbauten angebracht werden, so ist es am zweckmäßigsten, nachträglich die erforderlichen eisernen Deckenbalken einzuziehen, wie dies bei dem auf Taf. 43 dargestellten eisernen Erker geschehen ist. Laufen jedoch die Deckenbalken nicht parallel zu dieser Richtung, so ist eine derartige Anordnung mit zu großen Schwierigkeiten und Kosten verknüpft. Handelt es sich daher hier um nicht sonderlich schwere und weit ausladende Ausbauten, sondern um offene Balkone, sowie einstöckige Erker mit leichter Holz- oder Eisenfachwand, und ist eine genügend starke Frontmauer, welche im stande ist das entstehende Moment mit Sicherheit aufzunehmen, vorhanden, so werden die Träger lediglich eingemauert und erforderlichen Falls noch am vordern Ende durch Streben unterstützt.

Inwieweit in gewöhnlicher Weise und ohne weitere Hilfskonstruktion eingemauerte I-Eisen tragfähig sind, geht aus Kap. 4, § 5 hervor.

Bei den durch Streben nach Fig. 265, oder Hängeisen nach Fig. 266 am vorderen Ende gestützten Kragbalken ist die Rechnung folgendermaßen zu führen:

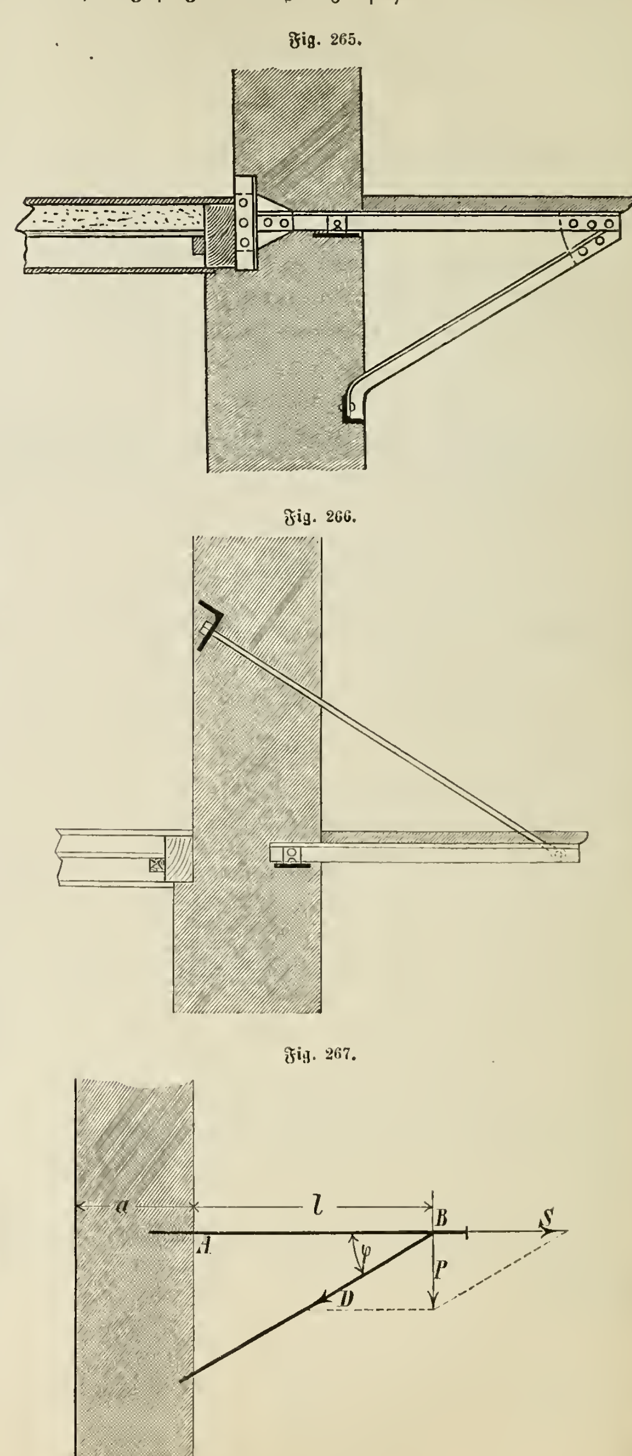


Fig. 265. Fig. 266. Fig. 267.

Der auf Punkt B entfallende Stützendruck P (Fig. 267) ist in bekannter Weise zu ermitteln, indem A und B als Lagerpunkte des in beliebiger Weise belasteten Trägers A-B anzusehen sind.

Die Kraft P zerlegt sich in die in Richtung der Strebe und des Kragbalkens wirkenden Seitenkräfte

$$D = \frac{P}{\sin\varphi} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (11)$$

$$S = \frac{P}{\operatorname{tg}\varphi} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (12)$$

Bei Fig. 265 ist D = Druckspannung, S = Zugspannung, bei Fig. 266 umgekehrt D = Zug- und S = Druckspannung.

Der Querschnitt der Strebe ist aus der Knickformel (S. 34), der des Kragbalkens in bekannter Weise nach dem Biegungsmoment und der Achsialkraft S zu bestimmen.

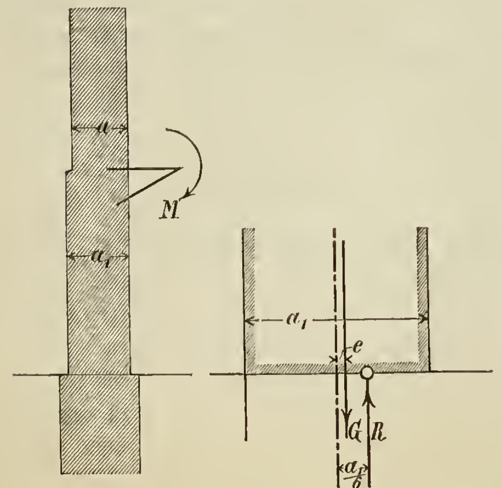
Das auf die Mauer wirkende Moment ist, wenn a die Dicke der Mauer an der Einmauerungsstelle:

$$M = P\left(l + \frac{a}{2}\right) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (13)$$

Diesem Moment muß das Gewicht der Mauer entgegenwirken und zwar darf der Ausschlag des Gegendruckes R am Fuße der Mauer (Straßenkrone) nicht das mittlere Drittel der Mauerstärke verlassen, wenn das Mauerwerk nicht auf Zug beansprucht werden soll. (Vgl. S. 33.) Ist mithin G das Gewicht der Mauer von Straßenkrone bis zum Dach, e der Ausschlag der Schwerlinie des Mauerwerks von der Mauermitte in Höhe der Straßenkrone (Fig. 268), a_1 die Mauerstärke in Höhe der Straßenkrone, b der Abstand der Konsolen von einander, so ist mit hinreichender Genauigkeit:

$$G\left(\frac{a_1}{6} - e\right) = P\left(l + \frac{a}{2}\right) \quad . \quad . \quad . \quad (14)$$

Fig. 268a und b.



Hierbei ist eine Mauerbreite = b bei Ermittelung von G in Rechnung zu ziehen.

Es kommt nun noch die Verankerung des Kragbalkens Fig. 265, beziehungsweise der Hängestangen Fig. 266 in betracht. Die Ankerplatte muß hier soviel Mauerwerk fassen, daß ein Ausreißen nicht möglich ist.

Nehmen wir die Scherfestigkeit, beziehungsweise Reibung des Mauerwerks nur zu 0,2 kg f. d. qcm an, so muß die Scherfläche des bei Ausreißen in Frage kommenden Mauerteils mindestens $= \frac{S}{0{,}2}$ qcm betragen. Ist demnach d die Mauerstärke, U der Umfang des vom Splint beziehungsweise von der Ankerplatte gefaßten Mauerwerks, so muß sein

$$d \cdot U = \frac{S}{0{,}2}, \text{ woraus } U = \frac{S}{0{,}2 \cdot d} \quad . \quad . \quad (15)$$

Außerdem muß, damit der Druck der Splintfläche beziehungsweise der Fläche f der Ankerplatte auf das Mauerwerk nicht zu groß wird,

$$f \geq \frac{S}{k} \text{ sein.}$$

k ist für gewöhnliches Ziegelmauerwerk = 10 kg für das qcm, mithin

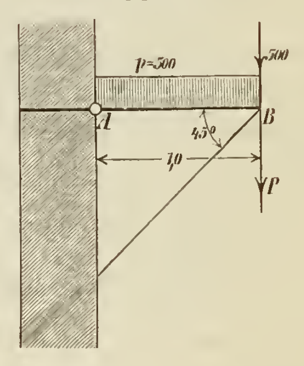
$$f \geq \frac{S}{10} \quad \left| \begin{array}{l} f = \text{qcm} \\ S = \text{kg} \end{array} \right. \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (16)$$

Die gleichen Regeln sind bezüglich der unter den Druckstreben anzubringenden Unterlagsplatten zu beachten.

Beispiel:

Der in Fig. 269 dargestellte Konsolträger wird durch eine gleichförmig verteilte Last von 500 kg (Nutzlast und Eigengewicht), sowie am vorderen Ende durch eine massive

Fig. 269.



Brüstung mit 500 kg belastet. Die Konsolentfernung b betrage 1,5 m. Es ist nun

$$P = 500 + \frac{500 \cdot 1{,}5 \cdot 1{,}0}{2} = 875 \text{ kg.}$$

Ferner nach Gleichung (11):

$$D = \frac{875}{\sin 45} = \frac{875}{0{,}707} = 1240 \text{ kg}$$

$$S = \frac{875}{\operatorname{tg} 45} = 875 \text{ kg.}$$

Für den Träger A - B ist außerdem das größte Biegungsmoment:

$$M_{max} = \frac{500 \,.\, 1{,}5 \,.\, 1{,}0^2}{8} = 94 \text{ kgm} = 9400 \text{ kgcm}.$$

Gewählt werden zwei ∟-Eisen Nr. $6^1/_2$, 7 mm stark, deren $W = 2 \,.\, 7{,}41 = 14{,}82$ (Tab. 12, Spalte 10) und deren $f = 2 \,.\, 8{,}61 = 17{,}22$ qcm.

Mithin größte Beanspruchung:

$$k = \frac{S}{f} + \frac{M}{W} = \frac{875}{17{,}22} + \frac{9400}{14{,}82} = 686 \text{ kg}.$$

Freie Länge der Strebe $= \sqrt{2} = 1{,}42$. Erforderlich gegen Ausknicken nach Gleichung (8), S. 34:

$$J = 2{,}5 \,.\, 1{,}24 \,.\, 1{,}42^2 = 6{,}3,$$

gegen Druck

$$f = \frac{1240}{800} = 1{,}6 \text{ qcm}.$$

Gewählt wird aus praktischen Gründen derselbe Querschnitt wie oben, dessen kleinstes

$$J = 2 \,.\, 14{,}3 = 28{,}6$$

und dessen

$$f = 17{,}22.$$

Die Mauerstärke betrage nun im Mittel $= 0{,}5$ m, und in Höhe der Straßenkrone $= 0{,}64$ m, die Gesamthöhe der Mauer sei 13 m, der Ausschlag $e = 0$ (indem die Mauerstärken gleichmäßig vorn und hinten absetzen).

Demnach nach Gleichung (13) größtes von der Mauer zu leistendes Gegenmoment:

$$= G\left(\frac{0{,}64}{6} - 0\right)$$

und da

$$G = 1600 \,.\, 13 \,.\, 0{,}5 = 10\,400 \text{ kg}$$

$$M = 10\,400 \,.\, 0{,}107 = \text{rund } 1100 \text{ kgm},$$

mithin gerade genügend, da das Angriffsmoment

$$875 \,.\left(1{,}0 + \frac{0{,}5}{2}\right) = 1090 \text{ kgm beträgt.}$$

Umfang des Ankersplintes nach Gleichung (15):

$$U = \frac{875}{0{,}2 \,.\, 50} = 87{,}5 \text{ cm}.$$

Gewählt werden zwei Winkel Nr. $6^1/_2$ nach Fig. 270, deren

$$U = 4 \,.\, 6{,}5 + 2\,x = 87{,}5.$$

Daraus die Splintlänge

$$x = 31 \text{ cm}.$$

Der Druck auf das Mauerwerk beträgt:

$$k = \frac{875}{2 \,.\, 31 \,.\, 6{,}5} = 2{,}2 \text{ kg}.$$

Die Strebe stützt sich gegen ein Winkeleisen Nr. 10 (Fig. 271), dessen Länge sich in gleicher Weise aus

$$U = 2 \,.\, 10 + 2\,x = 87{,}5 \text{ zu } x = 34 \text{ cm}$$

ergibt. Statt des Winkels kann auch ein entsprechend geformter gußeiserner Schuh verwendet werden.

Fig. 270.

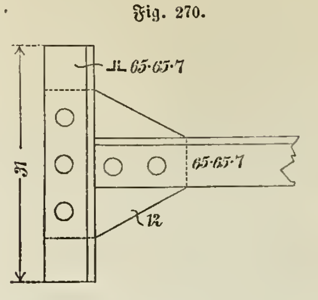
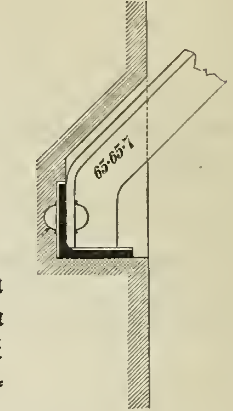


Fig. 271.



Man erkennt, daß bei den im Hochbau gebräuchlichen Mauerstärken eine derartige Konstruktion nur bei kleinen Ausladungen und Lasten anwendbar ist. Wird noch dazu, wie gewöhnlich, die Leistungsfähigkeit der Mauer durch Öffnungen geschwächt, oder werden die Mauerstärken nur an der Innenseite abgesetzt, so daß also e nicht Null ist, so ist eine solche Anordnung am besten ganz zu vermeiden. Bei den leichteren Belastungsfällen, für welche die obige Konstruktion zulässig ist, genügen in der Regel bereits einfache Freiträger (nach S. 57—59), bei schweren Lasten ist die eingangs besprochene Konstruktion mittels Trägern, welche über die Frontwand hinweg bis zur nächsten Scheidewand führen, oder in anderer Weise (siehe Taf. 8) gegen Aufkippen gesichert werden, unbedingt vorzuziehen.

* * *

Der auf Taf. 8 dargestellte massive Erker ist bereits im 4. Kap., S. 65 und 71 erläutert und berechnet worden, die auf Taf. 43 gegebene Zeichnung eines Erkers mit Wänden aus Gußeisen und Glas bedarf wohl keiner weiteren Erläuterung.

§ 4.

Massive Treppen.

Fast in allen Städten verlangt die Polizei die Anlage einer feuersicheren Treppe in jedem Gebäude. Wenn hierbei zuweilen auch die Verwendung von Holztreppen mit geputzter Unterfläche als feuersicher zugelassen wird, so ist es doch zweckmäßiger, die Verwendung von Holz zu den tragenden Teilen bei derartigen Treppen ganz zu vermeiden.

Die Herstellung massiver Treppen ohne Verwendung von Eisen bietet dadurch Schwierigkeiten, daß die für die Gewölbe erforderlichen Widerlager gewöhnlich nicht vorhanden und nur mit erheblichen Kosten zu beschaffen sind. Die Einführung des Eisens in den Bau massiver Treppen ermöglichte dagegen eine vollständig lotrechte Übertragung der Lasten auf die Umfassungswände.

Eine einfache und sehr beliebte Anordnung massiver Treppen sind volle Werksteinstufen, welche am einen Ende in die Treppenmauer eingemauert werden und mit der unteren Vorderkante ein Auflager auf der nächst unteren Stufe finden. Kann man nun auch bei derartigen Ausführungen eine Unterstützung der Stufen bei kleineren Ausladungen entbehren, so wird doch eine Unterstützung des Treppenpodestes in den meisten Fällen notwendig. Bei größerer Ausladung wird man auch die Stufen zweckmäßig am äußeren Ende durch Träger unterstützen, da die Sicherheit bei großer Ausladung der Stufen infolge der Unzuverlässigkeit des Steinmaterials gegen Scher-, Biegungs- und Torsionsbeanspruchung eine sehr fragliche ist. — Eine solche Treppe ist auf Taf. 44 dargestellt. Die massiven Steinstufen ruhen mit der entsprechend schräg abgearbeiteten Vorderkante auf schräg in der Neigung des Treppenlaufes liegenden I-Trägern a, welche mit Winkellaschen an den Podestträgern b befestigt sind. Das Podest wird durch eine volle Steinplatte gebildet. Bei A befinden sich zwei Podestträger. Da es schwierig ist dieselben so zu kuppeln, daß beide gleichmäßig zum Tragen kommen, so berechnet man den äußeren Träger am besten lediglich für Aufnahme der Last des Treppenlaufes, den inneren Träger nur für die Podestlast. (Näheres über die Berechnung siehe § 5.)

Bei Treppen mit im Grundriß beliebig schief gerichteten Läufen müssen die Podestträger entweder als Freiträger ausgebildet werden, oder es müssen, wenn hierfür das nötige Mauerwerk nicht vorhanden ist, oder sonstige Umstände gegen eine Verwendung von Freiträgern sprechen, in den Winkelpunkten Stützen angeordnet werden. Letzteres ist der Fall bei der auf Taf. 45 dargestellten Treppe.[1])

Die massiven Stufen sind hier, wie bei dem vorigen Beispiel, durch I-Träger unterstützt. Letztere ruhen mit den Enden ebenso wie die Podestträger auf gußeisernen Säulen.

Die Verbindung zwischen Trägern und Säule ist aus den Einzelfiguren zu ersehen. Die Anordnung wird durch die gußeisernen Vertikallaschen, welche die Trägerstege scherenartig umfassen, etwas umständlich. Eine Unterstützung der Träger durch angegossene Konsolen in Verbindung mit vertikalen kurzen Ansätzen zur Verhütung einer seitlichen Verschiebung nach Art der auf Taf. 10 dargestellten Konstruktion würde genügt haben.

Statt der Treppenstufen aus Werksteinen kann man bei Anwendung von Trägern unter den Treppenläufen auch jede beliebige andere der im 8. Kap. angeführten massiven Deckenbildungen anwenden. Gebräuchlich sind Ziegelsteinkappen, Betonkappen, glatte Betonplatten und Wellblech mit Beton. In diesen Fällen empfiehlt es sich, der Wand entlang einen zweiten Träger anzuordnen, welcher bei Anwendung von Wölbkappen in der S. 150 und 151 beschriebenen Weise mit dem äußeren Träger durch Zugbänder verbunden werden muß (Fig. 272). Der Wandträger kann durch gut in der Mauer befestigte Kloben, oder auch dadurch, daß er ganz in die Wand eingelassen wird, unterstützt werden. Alsdann genügt ein kleineres Trägerprofil, dessen Größe lediglich durch die Forderung eines genügenden Auflagers für die Deckenmasse bedingt wird (Fig. 273).

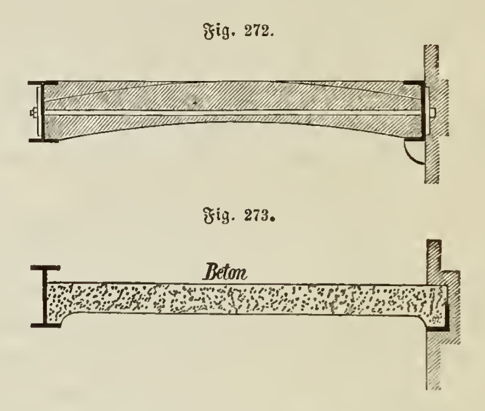


Fig. 272.

Fig. 273.

Auf der zwischen den beiden Trägern gebildeten schrägen Stein- oder Betondecke werden die Treppenstufen in Ziegelsteinen oder in Beton aufgemauert und mit Trittstufen aus Holz, beziehungsweise einem andern geeigneten Belag versehen. —

Abweichend von den vorigen Anordnungen werden noch vielfach der Billigkeit halber Treppen mit steigenden Bögen ausgeführt, obwohl die vorstehend beschriebenen Konstruktionen in bezug auf Sicherheit und gutes Aussehen weit vorzuziehen sind. Jedenfalls sollte man die in Rede stehenden Treppen nur bei kleineren Spannweiten und dann nur unter Anwendung eines guten Zementmörtels ausführen.

Jeder Treppenlauf besteht hierbei aus einem steigenden Flachbogen von $\frac{1}{12} - \frac{1}{20}$ Pfeil, welcher sich am oberen und unteren Ende gegen das Podest anlehnt und auf letzteres einen erheblichen Schub ausübt. Das Podest muß infolge dessen in wagerechtem Sinne so steif gestaltet werden, daß es, gewissermaßen als ein in der Horizontalebene wirkender Träger, im stande ist den Schub mit Sicherheit auf die den Treppenläufen parallel liegenden Mauern des Treppenhauses zu übertragen. Am besten wird dies dadurch erreicht, daß zwei hinreichend mit Zugstangen verbundene eiserne Träger an der Vorder- und Hinterseite des Podestes angeordnet werden, zwischen welchen eine gewölbte Kappe, oder ebene Betondecke gespannt wird. Das Ganze wirkt alsdann wie ein Fachwerkträger, dessen Gurtungen die beiden Träger, dessen gezogene Vertikalstäbe die Zugstangen bilden und dessen gedrückte Diagonalstäbe durch das Mauerwerk der Decke ersetzt werden. (Wegen Berechnung der Träger siehe § 5.)

1) Leibniz-Realschule, Hannover. „Gottgetreu, Lehrbuch der Hochbaukonstruktionen, 3. Teil."

§ 5.

Berechnung der Träger bei massiven Treppen.

Belastungsannahmen: Das Eigengewicht beträgt bei massiven Treppen in der Regel $q = 300-500$ kg für das qm Grundfläche. Die Verkehrslast ist zu 350 kg für das qm Grundfläche anzunehmen.

a. Berechnung des Podestträgers bei freitragenden Stufen.

Die Stufen werden hierbei nur durch die Einmauerung gehalten, die unterste Stufe liegt auf einem eisernen Podestträger auf. Man verwendet derartige Treppen nur bis zu etwa 1,25 m freier Stufenlänge (Laufbreite).

Es sei n die Anzahl der Stufen eines Laufes. P die Gesamtlast einer Stufe.

Da eine beliebig herausgegriffene Stufe mit der vorderen Kante auf der nächst unteren Stufe aufliegt, die hintere obere Kante aber durch die oberhalb liegenden Stufen belastet wird; so ist, wenn von der Befähigung der Einmauerung zur Aufnahme eines Biegungsmoments zunächst ganz abgesehen wird, nach Fig. 274: $R = S + P$, oder wenn n_1 die Zahl der oberhalb liegenden Stufen

$$S = P n_1 \text{ und } R = P(n_1 + 1).$$

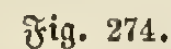
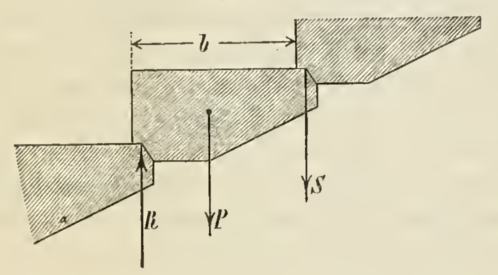


Fig. 274.



Außerdem bewirken die Kräfte P und S ein Drehmoment, welches durch die Einmauerung und die Festigkeit der Steinstufe an der Wurzel gegen Abdrehen aufgenommen werden muß. Dieses Drehmoment ist annähernd, wenn b = Breite der Stufe:

$$M_t = P\frac{b}{2} + S \, . \, b = P b\left(n_1 + \frac{1}{2}\right).$$

Für die unterste Stufe ist $n_1 + 1 = n$ und demnach der auf das Podest entfallende Druck $R = P \, . \, n$ und das Drehmoment:

$$M_t = P b\left(n - \frac{1}{2}\right).$$

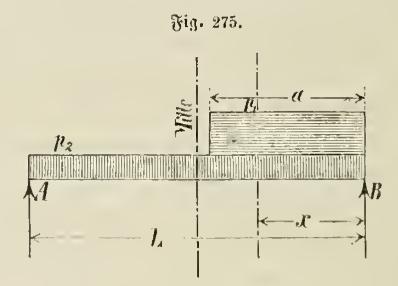
Nun ist aber vermöge der Einmauerung am einen Ende jede Stufe im stande, eine gewisse Last aufzunehmen, welche demnach von der Last R in Abzug zu bringen ist. Die Größe dieser Last hängt von der Biegungsfestigkeit des Materials und der Tiefe der Einmauerung ab. In der Regel werden derartige Treppen nur $^1/_2$ Stein tief vermauert, dann kann von einer Wirkung als Freiträger überhaupt nicht die Rede sein, da die Einmauerung kaum zur Aufnahme des Drehmoments ausreichen wird. Da nun aber eine tiefere Einmauerung mit erheblichen Kosten verknüpft ist, so wird man stets bei Berechnung des Podestträgers die ganze Last $R = P \, . \, n$ in Ansatz zu bringen haben.

Bezeichnen wir die Gesamtlast der Treppe für das qm mit q_1, so ist demnach, wenn a die Breite, l die Länge des Treppenlaufes (im Grundriß gemessen):

$$R = a l q_1 \text{ und f. d. m Podestträger } p_1 = l q_1 \quad . \quad (17)$$

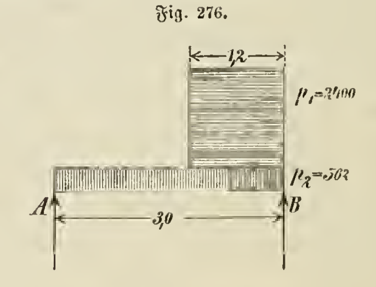
Außerdem wird der Träger beansprucht durch die halbe Podestlast $p_2 = \frac{b}{2} q_2$, worin b = Breite des Podestes, q_2 = Gesamtlast des Podestes f. d. qm. — Die Belastung des Podestträgers wird durch Fig. 275 veranschaulicht. Die weitere Berechnung erfolgt in bekannter Weise. (Siehe Kap. 4, § 6.)

Fig. 275.



Beispiel (Fig. 276): Es sei $a = 1{,}2$; $l = 3{,}0$; $q_1 = 800$ kg; $q_2 = 750$ kg; $L = 3{,}0$; $b = 1{,}50$.

Fig. 276.



Dann ist:

$$p_1 = 3{,}0 \, . \, 800 = 2400 \text{ kg}$$

$$p_2 = \frac{1{,}5}{2} \, 750 = 562 \text{ kg}$$

$$A + B = 2400 \, . \, 1{,}2 + 562 \, . \, 3{,}0 = 4566 \text{ kg}$$

$$A = \frac{2400 \, . \, 1{,}2 \, . \, \frac{1{,}2}{2} + 562 \, . \, 3{,}0 \, . \, \frac{3{,}0}{2}}{3{,}0} = 1419 \text{ kg.}$$

$$B = 4566 - 1419 = 3147 \text{ kg.}$$

Bruchquerschnitt (Fig. 275):

$$B - x(p_1 + p_2) = 0.$$

Hieraus mit Einsetzung obiger Werte

$$x = 1{,}06 \text{ m}.$$

Das Moment an dieser Stelle beträgt demnach

$$M = Bx - (p_1 + p_2)\frac{x^2}{2} = 1670 \text{ kgm}.$$

Dies Moment ist nur für die Lichtweite des Trägers berechnet, für die Stützweite $= 0{,}1 + 1{,}04 \cdot 3{,}0 = 3{,}22$ (vgl. Gleichung (27), S. 62) wird das Moment annähernd

$$M = \frac{1670 \cdot 3{,}22^2}{3{,}0^2} = 1930.$$

Erforderlich:

$$W \text{ (Walzeisen) } \frac{1930}{8} = 242.$$

Demnach genügt I-Eisen Nr. 21, dessen $W = 246$.

b. Berechnung der Treppen- und Podestträger bei unterstützten Stufen. (Taf. 44.)

α. Träger des Treppenlaufes.

Ist q_1 die Treppenlast f. d. qm Grundfläche, so ist die Last f. d. qm schräge Fläche des Treppenlaufes

$$q = q_1 \cos\alpha,$$

ferner die Last f. d. m Träger A-B (Fig. 277)

$$p = \frac{a}{2} q_1 \cos\alpha.$$

Zerlegt man diese Kraft in eine senkrecht zum Träger A-B und eine in der Trägerachse wirkende Seitenkraft, so ist nach Fig. 277 die erstere

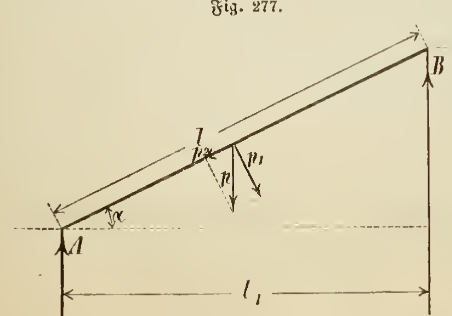
$$p_1 = p\cos\alpha = \frac{a}{2} q_1 \cos^2\alpha,$$

die letztere

$$p_2 = \frac{a}{2} q_1 \cos\alpha \cdot \sin\alpha;$$

p_2 kann vernachlässigt werden.

Fig. 277.



Das auf den Treppenträger wirkende größte Moment ist $M = p_1 \frac{l_2}{8}$, wenn l die Trägerlänge.

Setzt man für l die Grundrißlänge $l_1 = l\cos\alpha$ ein, so wird

$$M = \frac{p_1 l_1^2}{8\cos^2\alpha} = \frac{a}{2} q_1 \cos^2\alpha \frac{l_1^2}{8\cos^2\alpha} = \frac{a}{2} q_1 \frac{l_1^2}{8} \quad (18)$$

Die Neigung des Trägers ist mithin auf die Größe des Moments ganz ohne Einfluß.

Beispiel: Es sei die Gesamtlast f. d. qm Grundfläche $q_1 = 750$ kg, die Treppenbreite $a = 2{,}0$ m, die Länge des Treppenlaufes im Grundriß gemessen $l_1 = 4{,}0$ m. Dann ist nach Gleichung (18)

$$M = \frac{2}{2} 750 \frac{4{,}0^2}{8} = 1500 \text{ kgm}$$

$$W = \frac{1500}{8} = 187{,}5.$$

Es genügt I-Eisen Nr. 19.

Falls die Unterstützung der Stufen durch eine zwischen diesem Träger und der Mauer gespannte Kappe gebildet wird, ist der von letzterer ausgeübte Schub durch Zugstangen in Abständen von höchstens 1,2 m unschädlich zu machen. Andernfalls würde der Träger auch in seitlicher Richtung genügend steif zu gestalten sein, damit er den Schub, welcher für das m Träger, im Grundriß gemessen:

$$H = \frac{q_1 \cdot a^2}{4f} \quad . \; . \; . \; . \; . \quad (19)$$

(q_1 = Treppenlast f. d. qm Grundfläche, a = Breite des Treppenlaufes, f = Pfeil der Kappe) beträgt, mit Sicherheit aufnehmen kann. (Wegen Berechnung der Zuganker vgl. S. 150 und 151.)

Wird mithin bei vorstehendem Beispiel der Treppenlauf durch eine Kappe gestützt und werden die beiden Wangenträger nicht durch Zugstangen verbunden, so beträgt bei $^1/_{10}$ Pfeil der von der Kappe ausgeübte Schub f. d. m Träger in wagerechter Richtung nach Gleichung (19)

$$H = \frac{750 \cdot 2^2}{4 \cdot 0{,}2} = 3750 \text{ kg}.$$

Demnach Moment in dieser Richtung

$$M_h = \frac{3750 \cdot 4{,}0^2}{8} = 7500 \text{ kgm}.$$

Es müßte also, wenn die Beanspruchung der äußersten Faser nicht größer werden soll als 800:

$$\frac{M}{W_x} + \frac{M_h}{W_y} \leqq 800 \text{ sein}.$$

Für I-Eisen Nr. 40 würde

$$k = \frac{150\,000}{1472{,}3} + \frac{750\,000}{174} = 4400$$

also noch viel zu groß. Hieraus erkennt man, daß die Zugstangen nur dann weggelassen werden dürfen, wenn die Kappe derartig in Zement hergestellt wird, daß sie als

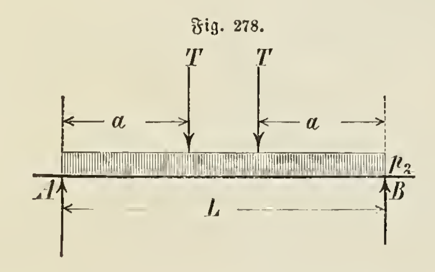
Balken ohne Schubwirkung angesehen werden kann. Letzteres wird jedoch auch nur bei verhältnismäßig kleiner Laufbreite angängig sein (vgl. S. 150).

β. Podestträger.

Auf den Podestträger entfällt diesmal die halbe Last des oberen und des unteren Treppenträgers. Die Belastung gestaltet sich demnach nach Fig. 278 und zwar ist

$$T = \frac{a}{4} q_1 l_1 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (20)$$

Fig. 278.



Ferner das größte Moment in der Mitte des Trägers:

$$M = \frac{p_2 L^2}{8} + T a \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (21)$$

Für obiges Zahlenbeispiel ist:

$$T = \frac{2}{4} 750 \cdot 4{,}0 = 1500$$

$a = 2{,}0 = 2{,}15$ mit Auflagertiefe.

Ferner sei die Länge des Podestträgers (Stützweite) $L = 4{,}5$ m;

die Podestbreite $b = 2{,}0$;

die Gesamtlast f. d. qm Podest = 600 kg.

Dann wird $p_2 = \frac{2{,}0}{2} \cdot 600 = 600$ und

$$M = \frac{600 \,.\, 4{,}5^2}{8} + 1500 \,.\, 2{,}15 = 4750$$

$$W = \frac{4750}{8} = 594.$$

Es genügt I-Eisen Nr. 30, dessen $W = 659{,}2$.

Ist diese Höhe zu groß, so sind zwei Träger neben einander anzuordnen, von denen der eine für die Podestlast, der andere für die Last der Treppenläufe zu berechnen ist. Demnach

$$M_1 = \frac{600 \,.\, 4{,}5^2}{8} = 1520$$

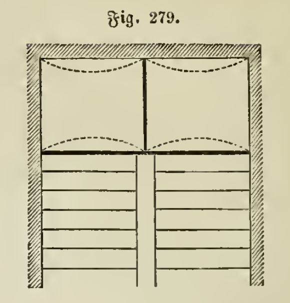
$$M_2 = 1500 \,.\, 2{,}15 = 3230$$

$W_1 = \frac{1520}{8} = 190.$ Hierfür I-Eisen Nr. 20,

$W_2 = \frac{3230}{8} = 404.$ Hierfür I-Eisen Nr. 26.

Wird das Podest durch eine gegen den Träger gewölbte Kappe gebildet, so ist es notwendig, auch an der Frontwand einen Träger anzuordnen und diesen in Entfernungen von 0,8—1,0 m mit dem inneren Podestträger durch Zugstangen zu verbinden. Besser ist jedoch in diesem Falle die Anordnung der Podestkappen nach Fig. 279.

Fig. 279.



c. Berechnung der Podestträger bei Treppen mit steigenden Bögen.

Wir wählen die aus Fig. 280 ersichtlichen Bezeichnungen und nennen die Gesamtlast der Treppe f. d. qm Grundfläche $= q$, alsdann ist die Last f. d. qm schräge Fläche des Treppenlaufes

$$p = q \cos\alpha = q \frac{l_1}{l},$$

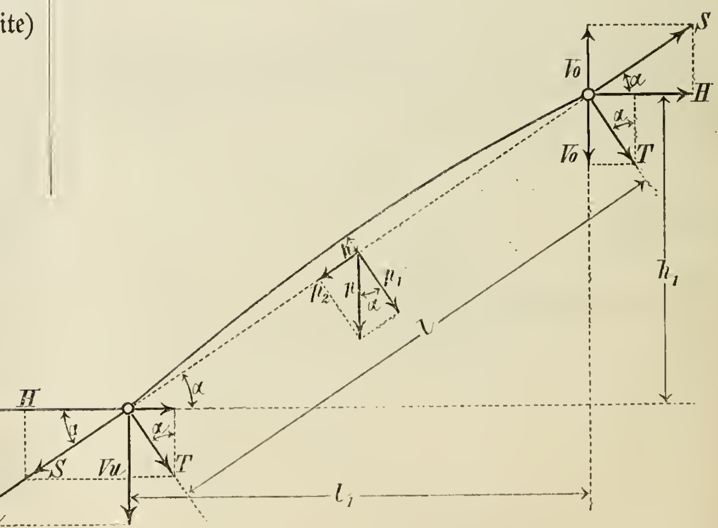
deren Seitenkraft senkrecht zum Treppenlauf

$$p_1 = q \frac{l_1}{l} \cos\alpha = q \frac{l_1^2}{l^2}$$

und deren Seitenkraft in der Richtung des Treppenlaufes

$$p_2 = q \frac{l_1}{l} \sin\alpha = q \frac{l_1 h_1}{l^2}.$$

Fig. 280.



Der Schub S des Bogens ist nun annähernd auf die Treppenbreite 1 (vgl. Fig. 238, S. 151)

$$S = \frac{p_1 l^2}{8 h} = \frac{q l_1^2}{8 h},$$

der Auflagerdruck

$$T = \frac{p_1 l}{2} = \frac{q l_1^2}{2 l}$$

und die Summe der Seitenkräfte von p in Richtung des Treppenlaufes, welche, da das Mauerwerk nur Druckspannungen aushalten kann, auf das untere Widerlager zu übertragen ist

$$\Sigma p_2 = R = l\, p_2 = \frac{q l_1 h_1}{l}.$$

Die drei Kräfte S, T, R sind in die lotrechten und wagerechten Seitenkräfte zu zerlegen und zwar ist:

$$S_v = S \sin\alpha = \frac{q l_1^2}{8h} \frac{h_1}{l}$$

$$S_h = S \cos\alpha = \frac{q l_1^2}{8h} \frac{l_1}{l} = \frac{q l_1^3}{8hl}$$

$$T_v = T \cos\alpha = \frac{q l_1^2}{2l} \frac{l_1}{l} = \frac{q l_1^3}{2l^2}$$

$$T_h = T \sin\alpha = \frac{q l_1^2}{2l} \frac{h_1}{l} = \frac{q l_1^2 h_1}{2l^2}$$

$$R_v = R \sin\alpha = \frac{q l_1 h_1}{l} \frac{h_1}{l} = \frac{q l_1 h_1^2}{l^2}$$

$$R_h = R \cos\alpha = \frac{q l_1 h_1}{l} \frac{l_1}{l} = \frac{q l_1^2 h_1}{l^2}.$$

Demnach beträgt der Horizontalschub am oberen Ende

$$H_o = S_h + T_h = \frac{q l_1^3}{8hl} + \frac{q l_1^2 h_1}{2l^2},$$

am unteren Ende

$$H_u = S_h - T_h + R_h = \frac{q l_1^3}{8hl} - \frac{q l_1^2 h_1}{2l^2} + \frac{q l_1^2 h_1}{l^2}$$

$$= \frac{q l_1^3}{8hl} + \frac{q l_1^2 h_1}{2l^2},$$

mithin ist, was nach den Gleichgewichtsbedingungen ohnedies klar ist,

$$H_u = H_o = \frac{q l_1^3}{8hl} + \frac{q l_1^2 h_1}{2l^2}$$

$$\mathbf{H} = \frac{q l_1^2}{2l}\left(\frac{l_1}{4h} + \frac{h_1}{l}\right) \quad . \quad . \quad . \quad (22)$$

Ferner beträgt der lotrechte Druck am unteren Auflager

$$V_u = S_v + T_v + R_v = \frac{q l_1^2 h_1}{8hl} + \frac{q l_1^3}{2l^2} + \frac{q l_1 h_1^2}{l^2}$$

$$= \frac{q l_1^2}{2l}\left(\frac{h_1}{4h} + \frac{l_1}{l} + \frac{2 h_1^2}{l l_1}\right) \quad . \quad . \quad (23)$$

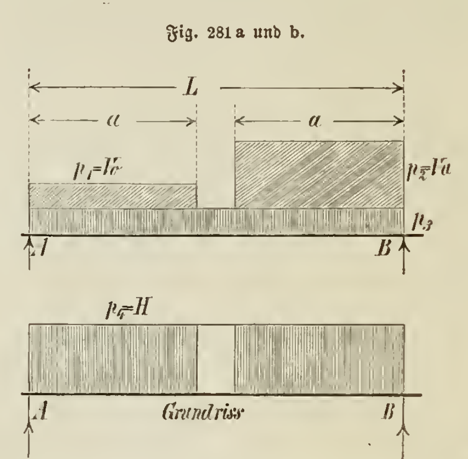
am oberen Auflager

$$V_o = -S_v + T_v = -\frac{q l_1^2 h_1}{8hl} + \frac{q l_1^3}{2l^2}$$

$$= \frac{q l_1^2}{2l}\left(\frac{l_1}{l} - \frac{h_1}{4h}\right) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (24)$$

Der Podestträger wird nun auf die Breite eines jeden, sowohl des aufsteigenden, als des absteigenden Treppenlaufes durch einen Schub H, ferner durch eine lotrechte Last, V_o beim absteigenden und V_u beim aufsteigenden Arm, sowie durch eine gleichmäßig durchgehende Belastung des halben Podestes beansprucht. V_o wird bei den gebräuchlichen Pfeilhöhen stets negativ. Mithin ergibt sich die ungünstigste Beanspruchung des Podestträgers, wenn für V_o das q der unbelasteten, für V_u das q der belasteten Treppe eingesetzt wird. Hiernach gestaltet sich die Belastung in lotrechtem Sinne nach Fig. 281 a, in wagerechtem Sinne (Grundriß) nach Fig. 281 b.

Fig. 281 a und b.



Wollte man dem Podestträger allein die Übertragung des Schubs auf die Längsmauern des Treppenhauses zuweisen, so würde dieser zu starke Abmessungen erhalten müssen. Man ordne deshalb auf der entgegengesetzten Seite des Podestes einen zweiten Träger an und verbinde diesen mit dem ersten durch Vertikal- und Diagonalstäbe zu einem Fachwerkträger. Wird hierbei wie gewöhnlich die Podestdecke durch eine massive Kappe, oder eine ebene Betondecke gebildet, so genügen lediglich Zugstangen zwischen beiden Trägern. Diese sind dann als gezogene Vertikalen eines Fachwerkträgers anzusehen, dessen gedrückte Diagonalen durch das Mauerwerk ersetzt werden.

Beispiel:

Es sei: $l_1 = 3{,}0$; $h_1 = 2{,}0$; $h = 0{,}3$; $a = 1{,}2$; $L = 2a = 2{,}4$; $q_{\text{belastet}} = 700$ kg; $q_{\text{unbelastet}} = 350$ kg, so folgt zunächst

$$l = \sqrt{3{,}0^2 + 2{,}0^2} = \text{rund } 3{,}6.$$

Ferner wird nach Gleichung (22):

$$H = \frac{700 \,.\, 3^2}{2 \,.\, 3{,}6}\left(\frac{3}{4 \,.\, 0{,}3} + \frac{2}{3{,}6}\right) = 2680 \text{ kg},$$

nach Gleichung (23):

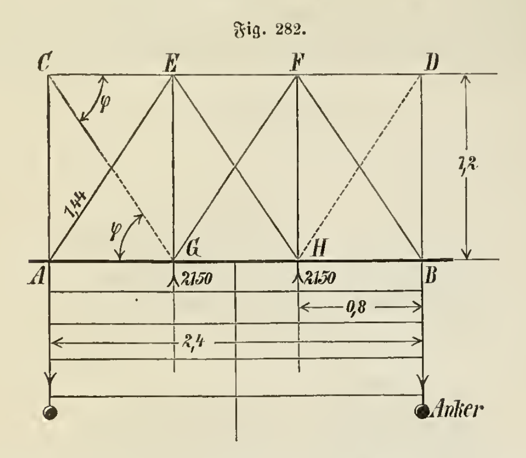
$$V_u = \frac{700 \,.\, 3^2}{2 \,.\, 3{,}6}\left(\frac{2{,}0}{4 \,.\, 0{,}3} + \frac{3{,}0}{3{,}6} + \frac{2 \,.\, 2^2}{3{,}6 \,.\, 3{,}0}\right) = 2840 \text{ kg},$$

nach Gleichung (24):

$$V_o = \frac{350 \,.\, 3^2}{2 \,.\, 3{,}6}\left(\frac{3}{3{,}6} - \frac{2}{4 \,.\, 0{,}3}\right) = -370 \text{ kg}.$$

Wir teilen nun das Podest, dessen Breite $b = 1{,}2$, durch Zugstangen in drei gleiche Felder von je 0,8 m Breite (Fig. 282). Dann entfällt (bei Anwendung gezogener Vertikalstäbe CA, BD und gedrückter Diagonalen CG, DH) aus dem Horizontalschub H auf jede der Endzugstangen ein Zug von $0{,}8 \,.\, 2680 = 2144$, dafür rund 2150 kg. Die mittleren

Fig. 282.



Zugstangen erhalten nur bei einseitiger Belastung, oder falls das Podest durch eine gewölbte Kappe gebildet wird, Spannung, welche indes stets geringer ist, als die der Endzugstange; die Querschnitte werden jedoch bei allen Zugstangen gleich groß angenommen und zwar wird nach Gleichung (13), S. 48

$$d_1 = 1{,}5 \sqrt{2{,}15} = 2{,}2 \text{ cm}$$

und

$$d = \frac{2{,}2 + 0{,}13}{0{,}9} = 2{,}6 \text{ cm}.$$

Es empfiehlt sich, die seitlichen Zugstangen über den inneren Podestträger hinaus zu verlängern und mit der Treppenmauer zu verankern (Fig. 282).

Die Spannung Z im mittleren Teil des Trägers A-B und im Träger C-D ist

$$Z = \frac{2150}{\operatorname{tg} \varphi} = \frac{2150 \,.\, 0{,}8}{1{,}2} = 1430,$$

diejenige der Diagonalen C-G, H-D

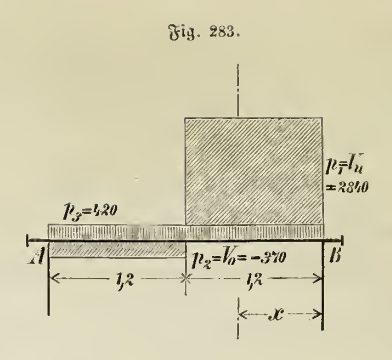
$$D = \frac{2150}{\sin \varphi} = \frac{2150 \,.\, 1{,}44}{1{,}2} = 2580.$$

Die Diagonalen sind entbehrlich, wenn zwischen den beiden Trägern AB und CD eine massive Deckenfüllung sich befindet, welche die Druckspannung aufzunehmen im stande ist. Andernfalls werden zweckmäßig gedrückte Vertikalen E-G, H-F und gezogene Diagonalen A-E und F-B angeordnet.

Die Biegungsspannungen im Träger A-B, hervorgerufen durch die senkrechte Belastung, sind in bekannter Weise nach Kap. 4, § 6 zu ermitteln.

Das Lastschema wird durch Fig. 283 dargestellt, und zwar ist hierbei die Podestlast zu 700 qm für das qm $= 700 \,.\, 0{,}6 = 420$ kg f. d. m Träger angenommen.

Fig. 283.



Es ergibt sich

$$A + B = -1{,}2 \,.\, 370 + 2{,}4 \,.\, 420 + 1{,}2 \,.\, 2840 = 3970 \text{ kg}$$

$$A = \frac{-370 \,.\, 1{,}2 \,.\, 1{,}8 + 2{,}4 \,.\, 420 \,.\, 1{,}2 + 2840 \,.\, 1{,}2 \,.\, 0{,}6}{2{,}4} = 1020$$

$$B = 3980 - 1020 = 2960.$$

Bruchquerschnitt:

$$2950 - (420 + 2840)\, x = 0.$$

Hieraus

$$x = 0{,}91.$$

Größtes Moment:

$$M = 2950 \,.\, 0{,}91 - (420 + 2840) \frac{0{,}91^2}{2} = 1340 \text{ kgm}.$$

Eine Ausbiegung in wagerechtem Sinne zwischen den Knotenpunkten kommt nicht in betracht, da sie durch die Deckenmauerung wirksam verhindert wird.

Das Moment ist nur für die Lichtweite = 2,4 m des Trägers berechnet worden. Die Stützweite beträgt nach S. 62

$$= 0{,}1 + 1{,}04 \,.\, 2{,}4 = 2{,}6,$$

mithin erhält man annähernd das Moment bezogen auf die Stützweite

$$M = \frac{1340 \,.\, 2{,}6^2}{2{,}4^2} = 1580.$$

Die größte Beanspruchung ist demnach

$$k = \frac{M}{W} + \frac{G}{f} = \frac{158\,000}{W} + \frac{1430}{f}.$$

Für I-Eisen Nr. 20 wird

$$k = \frac{158\,000}{216} + \frac{1430}{33{,}7} = 774.$$

Der auf den Podestträger A-B entfallende Horizontalschub wird vermindert, wenn das Podest gleichfalls eine gewölbte Kappe erhält. In diesem Falle dienen die mittleren Zugstangen gleichzeitig zur Aufnahme des Kappenschubs. Es können jedoch auch hier die oben ermittelten Stärken beibehalten werden, da das Endergebnis bei genauer Berechnung durch Einführung des Schubs der Podestkappe ein nur wenig verschiedenes und jedenfalls nicht ungünstigeres ist.

§ 6.

Eiserne Treppen.

Hierunter rechnen wir alle Treppen, bei welchen nicht nur die Wangen und Podestträger, sondern auch die Stufen aus Schmiede- oder Gußeisen bestehen. Da sich eiserne Stufen nicht angenehm begehen, so erhalten dieselben in der Regel einen aus anderem geeigneten Material (Holz, Asphalt) bestehenden Belag.

Derartige Treppen zeichnen sich neben einer für Treppenhäuser fast stets genügenden Feuersicherheit durch große Leichtigkeit aus, auch läßt sich mit verhältnismäßig einfachen Mitteln ein guter äußerer Eindruck erzielen. (Siehe Taf. 48.)

Während früher bei den eisernen Treppen sowohl die Stufen, als auch die Wangen- und Podestträger aus Gußeisen gebildet wurden, kommt heutzutage, nachdem das Schmiedeeisen erheblich im Preise gesunken ist, Gußeisen nur noch bei Stufen und bei gewundenen Treppen in Anwendung, da es in diesen Fällen vermöge seiner mannigfachen Gestaltung dem Schmiedeeisen überlegen ist und die Anforderungen an Tragfähigkeit nur verhältnismäßig geringe sind.

Die Anfertigung der gußeisernen Wendeltreppen bildet einen besonderen Geschäftszweig einiger Eisenwerke [1]); man ist daher gehalten, die von diesen Werken geführten Muster, welche für Kreisdurchmesser von 1,2—2,5 m vorhanden sind, zu benutzen, falls man nicht erhebliche Kosten für besonders zu fertigende Modelle aufwenden will. Letzteres dürfte bei derartigen, meist untergeordneten Zwecken dienenden Treppen kaum vorkommen.

Wir können uns daher über diesen Gegenstand kurz fassen:

Auf Taf. 46, Fig. 1—6, ist ein hierher gehöriges Beispiel [2]) mitgeteilt. Diese Treppe hat bei einem Halbmesser von 0,78 m 12 Stufen von 19 cm Steigung in der Kreisfläche. Die Trittstufen sind mit den angegossenen Hülsen a a Fig. 4 und 5 von 6 cm Durchmesser auf eine 3,5 cm starke schmiedeeiserne Spindel aufgeschoben, welche mit einer Grundplatte versehen, auf dem Fundamente aufgestellt und befestigt ist, Fig. 6. Die feste Verbindung der Trittstufen wird in der Weise bewirkt, daß durch die besonders gegossenen Hülsen c die oben mit einem Ansatze d versehenen Geländerstäbe hindurchgeschoben und unten durch die in Form eines Knaufes ausgebildete Mutter befestigt werden (Fig. 4). Die besonders gegossene Setzstufe wird unten an der Rückseite mittels der drei angegossenen Lappen f, Fig. 4 und 5, mit der Trittstufe verschraubt, liegt seitlich an den an den Hülsen angegossenen Rippen g, und ist oben an dem überfalzten Rand der Trittstufe mit versenkten Schrauben befestigt. Die besonders gegossenen und angeschraubten Konsolen tragen zur Verspannung der Treppe wesentlich bei.

Bei allen diesen Treppen ist die schmiedeeiserne Spindel am oberen und unteren Ende so zu befestigen, daß seitliche Ausweichungen nicht erfolgen können. Trotzdem ist eine solche Treppe nicht frei von Schwankungen, falls sie ganz freisteht. Man suche daher, wo angängig, einzelne Stufen durch Unterschlagen von Bankeisen an den angrenzenden Mauern zu befestigen.

Die Wendeltreppen lassen sich auch ganz in gleicher Weise, wie vorher beschrieben, aus Schmiedeeisen herstellen. Die Trittstufen werden dann aus 5 mm starkem Riffelblech, die Setzstufen aus dünnem (2 mm stark) glattem Blech gebildet. Eine so hergestellte Treppe kommt in der Regel nicht teurer, als eine gußeiserne, doch ist das Aussehen ein dürftigeres, weshalb man nur aushilfsweise von einer derartigen Anordnung, welche jeder Schlosser ausführen kann, Gebrauch machen wird.

Wir wenden uns nunmehr ausschließlich zu den Treppen mit geraden Wangen.

a. Trittstufen.

Bei untergeordneten Treppen wird Schmiedeeisen und zwar geriffeltes 5 mm starkes Blech angewendet. Dasselbe trägt sich nur bis zu einer Laufbreite von etwa 0,3 m frei und wird an den schmiedeeisernen Wangen durch Winkeleisen befestigt. Bei größerer Breite der Treppe sind die Kanten der Stufe behufs Erhöhung der Tragfähigkeit mit Winkeleisen zu säumen, oder es werden die Setzstufen, falls solche vorhanden, zur Unterstützung verwendet. (Taf. 48, Fig. 1 f.)

Statt der Blechstufen kommen volle und durchbrochene Gußplatten in beliebigen Mustern in Anwendung.

Bei Wohnhaustreppen wird in der Regel der Belag der Trittstufe von Eichen- oder Buchenholz gebildet. Die Setzstufe ist dann als unterstützender Träger zu verwenden.

Bei stark begangenen Treppen empfiehlt sich ein Belag der Trittstufen mit Asphalt, oder besser Klotzpflaster. Derartige Treppen, welche bei den Bahnhöfen der Berliner Stadtbahn mehrfach zur Ausführung gekommen sind, finden sich auf Taf. 47 dargestellt. Der Asphaltbelag ruht auf Beton, welcher auf Wellblech aufgegossen ist (Fig. 2 b und c). Letzteres liegt beiderseits auf den gußeisernen Setzstufen auf (Fig. 2 b). Die Vorderkante der Trittstufe wird durch eine eichene Vorstoßleiste besäumt, während die Begrenzung an der Seite (Fig. 2 c) durch eine Leiste aus Gußeisen gebildet wird. Statt des Asphalts lassen sich derartige Stufen auch mit Fließen, oder ähnlichen Materialien belegen.

---

[1]) Über ein reichliches Musterbuch verfügt u. a. das Eisenwerk Tangerhütte.

[2]) Aus „Strack & Hitzig, der innere Ausbau von Wohngebäuden“.

Bei den Treppen mit Holzklotzstufen bestehen die Trittstufen aus einem gußeisernen Rost, in dessen Zellen Eichenholzklötze mit der Hirnseite nach oben eingekeilt sind (Taf. 47, Fig. 1). Die oberen Enden stehen etwa 15 mm über das Eisen des Rostes vor. Die Zellen des Rostes sind, um ein festes Eintreiben des Holzklotzes zu ermöglichen, konisch gestaltet, auch sind die Klötze von unten bis auf $^4/_5$ der Höhe mit einem kreuzweisen Sägeausschnitt versehen (Fig. 1c), welcher ein federndes Anpressen des Holzes an die Zellenwände bewirken und so ein Herausfallen der Hölzer bei Trockenheit verhindern soll.

Die Vorderkante der Trittstufe wird mit einer Leiste aus Eichenholz besäumt, welche an dem Rost von unten mittels Schrauben befestigt ist.

b. Setzstufen.

Die Setzstufen werden bei eisernen Treppen teils aus Gußtafeln (Taf. 47, Fig. 2), teils aus Blech (Taf. 47, Fig. 1 und Taf. 48, Fig. 1f) gebildet. In letzterem Falle werden etwaige guß- oder schmiedeeiserne Verzierungen aufgeschraubt. Die Setzstufen besitzen vermöge ihrer großen Höhe stets genügende Tragkraft, um die Trittstufe wirksam zu unterstützen. Da somit bei Anwendung von Setzstufen, eine genügende Verbindung mit den Trittstufen vorausgesetzt, die letzteren nur auf ihre eigene Breite freiliegen, so ist in diesen Fällen die Stärke der Trittstufen lediglich nach dem praktischen Bedürfnis zu bemessen.

c. Wangen- und Podestträger.

Zu den Wangen- und Podestträgern sind gewalzte ⊏- oder I-Träger in fast allen Fällen ausreichend. Nur aus ästhetischen Gründen wird man statt dessen mitunter gegliederte Träger verwenden.

Die Stege dieser Träger werden durch aufgeschraubte Metallverzierungen je nach Bedarf ausgestattet. Ein gutes Beispiel hierfür bildet die auf Taf. 48 dargestellte Treppe.

Bisweilen hat man auch das Treppengeländer zum Tragen benutzt, indem man dieses als Fachwerkträger ausbildete. Eine derartige Anordnung ist aber bei den gangbaren Abmessungen der Treppenläufe in der Regel mit Materialverschwendung verbunden, auch macht eine solche Treppe einen steifen und unschönen Eindruck.

d. Verbindungen.

Die Verbindung der Tritt- und Setzstufen erfolgt je nach dem Material durch Schrauben, oder Niete, bisweilen sind auch die Trittstufen lose aufgelegt und nur an den Enden mit den Wangenträgern verbunden. Die Setzstufen werden entweder nach Art der eingestemmten Holztreppen an den Stegen der Wangenträger mittels Winkeleisen befestigt (Taf. 47, Fig. 1), oder es werden nach Art der aufgesattelten Treppen der Stufenform entsprechende dreieckige Aufsätze aus Schmiede- oder Gußeisen auf die Wangenträger aufgeschraubt, an welchen die Setz- und Trittstufen gleichfalls mit Schrauben angeheftet werden (Taf. 47, Fig. 2 und Taf. 48).

Die Verbindung der Wangen- und Podestträger erfolgt durch Winkellaschen (Fig. 1a, Taf. 47).

Die Geländerstangen werden teils seitlich an den Stegen der Wangenträger befestigt, teils durch die Trittstufe und den oberen Flansch des Wangenträgers hindurchgeführt und mittels einer Mutter, welche auf das untere, mit einem Gewinde versehene, Ende der Geländerstange geschraubt wird, festgehalten (Taf. 47, Fig. 2c).

§ 7.

Erläuterung und statische Berechnung der auf Taf. 48 dargestellten Treppe.

Die Berechnung der Wangen- und Podestträger der eisernen Treppen erfolgt in gleicher Weise wie bei den massiven Treppen, nur ist das Eigengewicht, welches gewöhnlich zwischen 180—220 kg f. d. qm Grundfläche schwankt, bei den eisernen Treppen erheblich geringer als bei den massiven. Die Verkehrslast wird dagegen mit Rücksicht auf die bei dem geringeren Eigengewicht in verstärktem Maße auftretenden Schwankungen etwas höher und zwar = 400 kg f. d. qm Grundfläche anzunehmen sein.

Da im § 3 bereits Beispiele mit gewalzten Trägern gegeben sind, so beschränken wir uns hier auf die statische Berechnung der auf Taf. 48 dargestellten Treppe mit gegliederten Trägern. —

Erläuterung.

Die Treppe besteht in jedem Geschoß aus drei Läufen mit zehn, beziehungsweise sieben Steigungen, welche drei Seiten eines vom Fahrstuhl ausgefüllten viereckigen Schachtes ABCD (Fig. 1a) begrenzen. An die vierte Seite AD schließt ein auf die ganze Breite $A_1 D_1$ des Treppenhauses durchgehendes Podest an. An der gegenüberliegenden Seite befindet sich zwischen je zwei Treppenläufen ein Eckpodest. Die Trepenläufe I, II lehnen sich mit dem einen Ende gegen den Hauptpodestträger $A_1 D_1$, mit dem andern Ende gegen die Freiträger BB_1 und CC_1 der Eckpodeste. Der Lauf III lehnt sich mit beiden Enden an die Zwischenträger der Eckpodeste an. Säulenstellungen sind demnach in den Eckpunkten ABCD nicht vorhanden. Der Belag der Trittstufen und der Podeste wird durch 5 cm starke Eichenbohlen gebildet; die Setzstufen bestehen aus 2 mm starkem Blech mit Saumwinkeleisen. Das Blech ist mit Rücksicht auf feuersicheren Abschluß der Unterseite der Trittstufen auch unter letzteren

durchgeführt. Der Belag der Podeste wird durch einen Eisenrost von ⊥-förmigen schmiedeeisernen Trägern unterstützt. Die Wangenträger sind gegliederte Träger und zwar ist das Netzwerk so angeordnet, daß die Aufsattelung für die Stufen in einfachster Weise durch geradlinige Verlängerung der Netzwerkstäbe gebildet werden kann. Die Podestträger sind gleichfalls gegliederte Träger mit Vertikal- und gekreuzten Diagonalstäben. Die gegliederten Träger sind durch aufgeschraubtes schmiedeeisernes Rankenwerk mit der Ausbildung des Geländers in Einklang gebracht worden.

Treppen von gleicher und ähnlicher Anordnung sind in den letzten Jahren bei besseren Wohngebäuden in Berlin mit gutem Erfolg zur Anwendung gekommen.

Berechnung.

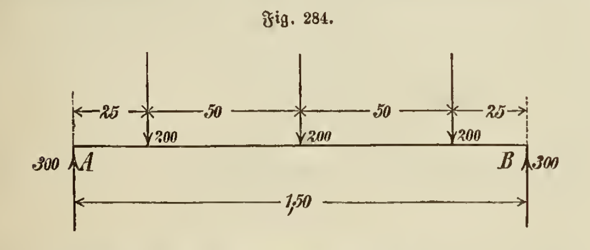
Das Eigengewicht der Treppe beträgt 180 kg f. d. qm Grundfläche
Die Verkehrslast wird angenommen = 400 " " " "
Gesamtlast = 580 kg " " "

1. Stufen.

Die hölzernen Trittstufen werden unterstützt von den Setzstufen. Letztere werden durch lotrechte, an der Hinterseite angenietete Steifen (Winkeleisen) in fünf Felder geteilt und können daher als genietete Träger mit versteifter Blechwand angesehen werden.

Jede Setzstufe trägt die Last von zwei halben Trittstufen. Bei der Treppenbreite von 1,5 m ist es möglich, daß gleichzeitig drei Personen auf einer Stufe sich befinden. Nimmt man an, daß dieselben noch eine schwere Last tragen, so ergibt sich die in Fig. 284 dargestellte Lastanordnung:

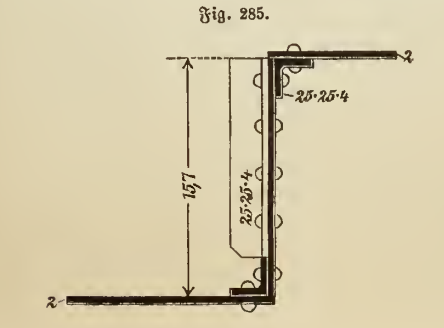
Fig. 284.



Das Moment in der Mitte beträgt

$$M = 300 \cdot 0{,}75 - 200 \cdot 0{,}5 = 125 \text{ kgm}.$$

Fig. 285.



Erforderliches Widerstandsmoment:

$$W = \frac{125}{8} = 15{,}6.$$

Bei Vernachlässigung der Blechwand und der Nietlöcher beträgt das Widerstandsmoment der Setzstufe (Fig. 285) unter Berücksichtigung des Umstandes, daß der Querschnitt gegen seitliche Ausbiegung durch die wagerechten Bleche unter den Trittstufen gesichert erscheint und unter Vernachlässigung des Steges:

$$W = \frac{2}{12 \cdot 15{,}7}(2{,}5 \cdot 15{,}7^3 - 2{,}1 \cdot 14{,}9^3 - 0{,}4 \cdot 10{,}7^3) = 23{,}8.$$

2. Die Wangen.

Die Wangen werden als gegliederte Träger ausgebildet und zwar erhalten sämtliche Träger mit Rücksicht auf leichtere Bearbeitung und Verringerung der Zahl der verschiedenen Eisensorten gleiche Abmessungen. Demnach sind der Berechnung die am ungünstigsten beanspruchten Träger AC und BD zu Grunde zu legen.

Jede Stufe belastet den Träger mit

$$p = 0{,}28 \cdot 580 \cdot \frac{1{,}5}{2} = 122 \text{ kg}.$$

Mithin Auflagerdruck:

$$A = B = \frac{9 \cdot 122}{2} = 549 \text{ kg}.$$

Gurtungen.

Die größten Spannungen entstehen bei voller Belastung in den Mittelstäben 14, 15 und 4, 5 und zwar ist für Schnitt x-x, Drehpunkt α (Fig. 286):

$$549 \cdot 5 \cdot 0{,}28 - 122 \cdot 0{,}28\,(1 + 2 + 3 + 4) - (5)\,0{,}15 = 0$$

$$\text{Spannung } (5) = +\,2850 \text{ kg}$$

und zwar Zug im Untergurt, Druck im Obergurt.

Fig. 286.

Erforderlich gegen gleichmäßige Pressung:

$$f = \frac{2850}{800} = 3{,}6 \text{ qcm},$$

gegen Knicken:

$$J = 2{,}5 \,.\, 2{,}87 \,.\, 0{,}33^2 = 0{,}78.$$

Gewählt zwei ⌊-Eisen zu 40.40.6 mm, deren f mit Nietlochabzug = 2.4,44 — 2.1,2.0,6 = 7,44 qcm und deren kleinstes J nach Spalte 11, Tab. 12 = 2.6,4 = 12,8.

Vertikalstäbe.

Größte Beanspruchung im Stab 20 beziehungsweise 29 bei voller Belastung und zwar Druck im Stab 20, Zug im Stab 29. Am ungünstigsten ist die Druckspannung, deren Größe = A = 549 kg. (Die Spannung in Stab 30 ist 0.)

Erforderlich:

$$f = \frac{549}{800} = 0{,}69 \text{ qcm},$$

$$J = 2{,}5 \,.\, 0{,}549 \,.\, 0{,}18^2 = 0{,}045.$$

Verwendet wird Flacheisen 40.6 mm, dessen
f mit Nietlochabzug = (4 — 1,2) 0,6 = 1,68 qcm,

$$\text{kleinstes } J = \frac{4 \,.\, 0{,}6^3}{12} = 0{,}072.$$

Horizontalstäbe.

Größte Beanspruchung in den Stäben 31 und 40 bei voller Belastung.

Für Schnitt z-z, Drehpunkt β, ist

$$549 \,.\, 0{,}28 - (31)\, 0{,}18 = 0.$$

(Die Spannung im Gurtstab 0 ist 0.)

Hieraus Spannung (31) = 855 und zwar Zug im Stab 31, Druck im Stab 40.

Erforderlich:

$$f = \frac{855}{800} = 1{,}07 \text{ qcm},$$

$$J = 2{,}5 \,.\, 0{,}855 \,.\, 0{,}28^2 = 0{,}17.$$

Gewählt ⌊-Eisen 40.40.6 mm, dessen f ohne horizontalen Schenkel und mit Nietlochabzug = (4 — 1,2) 0,6 = 1,68 qcm, kleinstes J nach Spalte 9, Tab. 12 = 2,68.

Der horizontale Flansch des Winkeleisens wird nach innen gelegt und an den Kreuzungsstellen mit den Gurtungen abgehauen, da hier das volle Trägheitsmoment nicht mehr erforderlich ist. Derselbe dient gleichzeitig an dem überstehenden Ende als Unterlage für die Trittstufen.

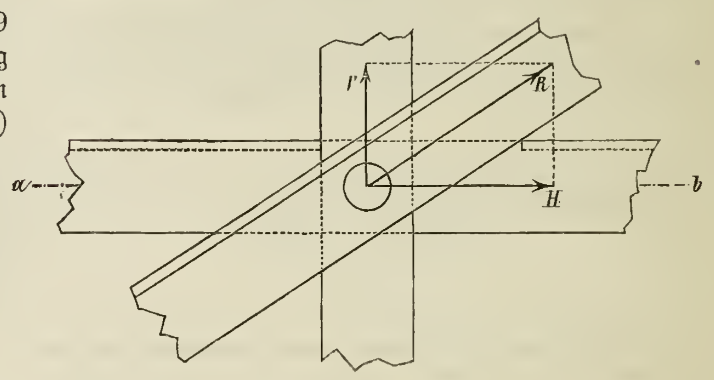
Niete.

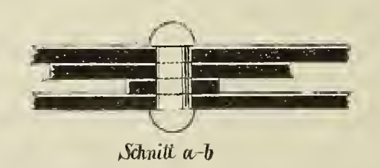
Die größte Beanspruchung haben die Niete in den Endknotenpunkten auszuhalten, weil hier die Spannungen der angreifenden Netzwerkstäbe am größten sind. Da das eine Niet vier Stäbe verbindet, so hat dasselbe drei Schnittflächen.

Denken wir uns zunächst die beiden Netzwerkstäbe in der mittleren Schnittfläche zusammengeschweißt (Fig. 287) und beide Spannungen in der Ebene dieser Schnittfläche wirkend, so handelt es sich offenbar um ein zweischnittiges Niet, welches durch die Mittelkraft aus den beiden Netzstabspannungen beansprucht wird. Die Größe der Mittelkraft R ergibt sich zu

$$\sqrt{855^2 + 549^2} = \text{rund } 1020 \text{ kg}.$$

Fig. 287a und b.




Schnitt a-b

Nach Gleichung (2), S. 40 ist für doppelschnittiges Niet

$$n_2 = \frac{P}{d^2}$$

und da in vorliegendem Falle

$$n = 1,\ P = 1{,}02,$$

so folgt der erforderliche Nietdurchmesser

$$d = \sqrt{1{,}02} = 1{,}01 \text{ cm},$$

oder rund 10 mm.

Mit Rücksicht auf Lochwanddruck ist nach Gleichung (3), S. 40

$$n = \frac{2P}{3 d \delta}$$

und da n = 1, P = 1,02, δ = 2.0,6 = 1,2 cm, so folgt

$$d = \frac{2 \,.\, 1{,}02}{3 \,.\, 1 \,.\, 1{,}2} = 0{,}57 \text{ cm}.$$

Daher d = 10 mm beizubehalten.

In Wirklichkeit entstehen dadurch, daß die mittlere Schnittfläche nicht geschweißt ist, auch die Netzstabspannungen in verschiedenen Ebenen wirken, Biegungsspannungen im Bolzen. Mit Rücksicht jedoch auf die geringe Blechstärke

und die infolge des Vernietens zwischen den einzelnen Scherflächen entstehende Reibung können diese Biegungsspannungen vernachlässigt werden. Es empfiehlt sich aber, den Nietdurchmesser, um allen Anforderungen gerecht zu werden, etwas stärker = 12 mm zu wählen.

Da an jeder Verbindungsstelle nur ein Niet vorhanden ist, so ist auf die Vernietung große Sorgfalt zu verwenden, damit jedes Niet mit Sicherheit seine Aufgabe erfüllt.

3. Hauptpodestträger.

Lichte Weite = 5,03 m.

Stützweite = 0,1 + 5,03 . 1,04 = 5,24 (Gleichung 27, S. 62).

Höhe des Trägers = 35 cm.

Die Lichtweite wird in 10 Felder von je 50 cm Weite geteilt.

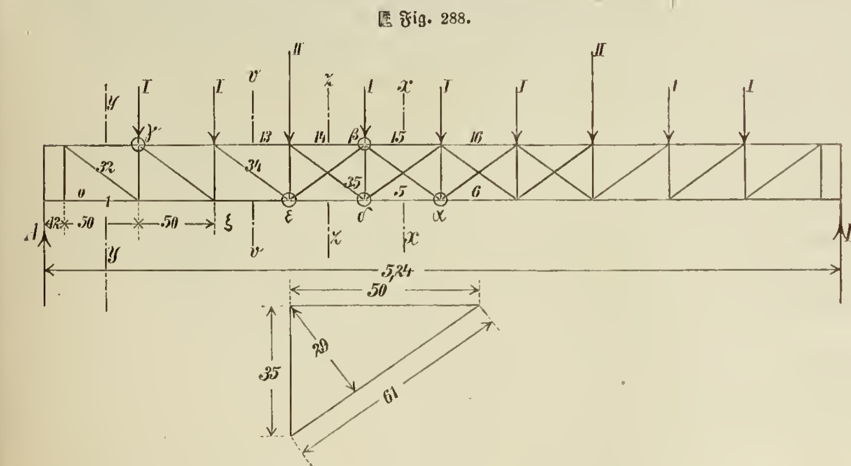
Die Knotenpunkte I (Fig. 288) werden durch die Podestlast mit

$$\frac{1{,}72 \cdot 580}{2}\, 0{,}5 = \text{rund } 250 \text{ kg},$$

die Knotenpunkte II durch die Podestlast und den Auflagerdruck des Wangenträgers mit

$$250 + 549 = \text{rund } 800 \text{ kg belastet.}$$

Fig. 288.



Auflagerdruck $A = B = 3 \cdot 250 + \frac{250}{2} + 800 = 1675$ kg.

Gurtungen.

Größte Spannung in den Stäben 15, 16 beziehungsweise 5, 6 und zwar in Stab 15, 16 Druck, in Stab 5, 6 Zug.

Schnitt x - x, Drehpunkt α:

$$0 = (15)\, 0{,}35 + 1675\,(5 \cdot 0{,}5 + 0{,}12) - 250 \cdot 0{,}5\,(1 + 3 + 4) - 800 \cdot 2 \cdot 0{,}5$$

Spannung (15) = rund — 7400 kg (Druck).

Schnitt x - x, Drehpunkt β:

$$0 = -(5)\, 0{,}35 + 1675\,(4 \cdot 0{,}5 + 0{,}12) - 250 \cdot 0{,}5\,(2 + 3) - 800 \cdot 0{,}5$$

Spannung (5) = rund + 7200 kg (Zug).

Erforderlich im Obergurt:

$$f = \frac{7400}{800} = 9{,}3 \text{ qcm},$$

$$J = 2{,}5 \cdot 7{,}4 \cdot 0{,}5^2 = 4{,}62,$$

im Untergurt:

$$f = \frac{7200}{800} = 9{,}0 \text{ qcm}.$$

Gewählt für jeden Gurt zwei ∟-Eisen 45 . 45 . 7, deren f mit Nietabzug = 2 (5,81 — 1,4 . 0,7) = 9,66 und deren kleinstes J = 2 . 10,65 = 21,3 (Spalte 11, Tab. 12).

Vertikalstäbe.

Größte Spannung in der Endvertikalen
= A = B = 1675 kg (Druck).

Erforderlich:

$$f = \frac{1675}{800} = 2{,}1 \text{ qcm},$$

$$J = 2{,}5 \cdot 1{,}675 \cdot 0{,}35^2 = 0{,}51.$$

Gewählt zwei Flacheisen je 50 . 6 mm, welche in der Mitte mit einem 1 cm dicken Futterblech vernietet sind.

Vorhanden f = 2 . 0,6 (5,0 — 1,4) = 4,32.

$$J = \frac{5}{12}\,(2{,}6^3 - 1{,}0^3) = 6{,}9.$$

Diagonalstäbe.

Größte Zugspannung in den Diagonalen der Endfelder.

Schnitt y - y, Drehpunkt γ
(Spannung 1 = 0):

$$-(32) \cdot 0{,}29 + 1675\,(0{,}5 + 0{,}12) = 0$$

Spannung (32) = + 3600 kg.

Erforderlich:

$$f = \frac{3600}{800} = 4{,}5 \text{ qcm}. —$$

Gewählt zwei Flacheisen 55 . 6 mm.

Vorhanden f = 2 . 0,6 (5,5 — 1,4) = 4,92 qcm.

In den Mittelfeldern erhalten die Diagonalen bei einseitiger Belastung Druckspannungen. Der Gleichmäßigkeit halber werden die vier mittelsten Felder mit Gegendiagonalen, welche diese Spannungen aufzunehmen haben, versehen. Wir untersuchen zunächst das vierte Feld (vom Ende ab gerechnet) und nehmen an, daß die rechts belegenen Knotenpunkte belastet, die links befindlichen unbelastet sind; das Eigengewicht wird vernachlässigt. In diesem Falle erhält die Diagonale 35 die größte Zugspannung.

Auflagerkräfte:

$$A_1 \cdot 5{,}24 = 250\,\{0{,}5\,(1 + 2 + 4 + 5 + 6) + 5 \cdot 0{,}12\} + 800\,(3 \cdot 0{,}5 + 0{,}12)$$

$$A_1 = 705 \text{ kg}.$$

Schnitt z - z, Drehpunkt δ, Gurtspannung (14):

$$(14) \,.\, 0{,}35 + \underbrace{705}_{A} \,.\, 2{,}12 = 0$$

Spannung (14) = — 4270 kg (Druck)

Drehpunkt ε, Spannung der Diagonale 35

$$+ (35) \,.\, 0{,}29 + 705 \,.\, 1{,}62 - 4270 \,.\, 0{,}35 = 0$$

Spannung (35) = + 1230 kg

$$f = \frac{1230}{800} = 1{,}54 \text{ qcm.}$$

Mithin genügt hier ein Flacheisen 50.6, dessen

$$f = (5{,}0 - 1{,}4)\, 0{,}6 = 2{,}16 \text{ qcm.}$$

Bei den Diagonalen der weiter nach der Mitte belegenen Felder ist die Spannung noch geringer, daher gleichfalls ein Flacheisen genügend. — Wir erhalten nunmehr die größte Druckspannung der Diagonale, wenn die Knotenpunkte links vom vierten Felde belastet, rechts davon unbelastet angenommen werden.

$$A_2 \,.\, 5{,}24 =$$

$$800\,(7 \,.\, 0{,}5 + 0{,}12) + 250\,\{0{,}5\,(8 + 9) + 2 \,.\, 0{,}12\}$$

$$A_2 = 970 \text{ kg} \;\|\; B_2 = 1300 - 970 = 330 \text{ kg}$$

Schnitt z - z, Drehpunkt δ, Gurtspannung (14):

$$-(14) \,.\, 0{,}35 - 330 \,.\, 2{,}62 = 0$$

Spannung (14) = — 2470 kg

Drehpunkt ε, Spannung (35):

$$-(35) \,.\, 0{,}29 + 2470 \,.\, 0{,}35 - 330 \,.\, 3{,}12 = 0$$

Spannung (35) = — 570, also Druck.

Die Gegendiagonalen in den mittleren Feldern werden stärker beansprucht, die Beanspruchung ist aber jedenfalls kleiner als 1230 kg (größte Zugspannung der Diagonale (35)), mithin genügt für die Gegendiagonalen der für Diagonale (35) gewählte Querschnitt.

Es bleibt noch nachzuweisen, daß im dritten Feld vom Ende keine Druckspannung auftritt, beziehungsweise die vorhandenen Diagonalen genügende Steifigkeit besitzen, die etwa vorhandene Druckspannung aufzunehmen.

Für die entsprechende Belastung der beiden ersten Knotenpunkte ist:

$$A_3 \,.\, 5{,}24 = 250\,\{0{,}5\,(8 + 9) + 2 \,.\, 0{,}12\}$$

$$A_3 = 417 \text{ kg} \;\|\; B_3 = 2 \,.\, 250 - 417 = 83 \text{ kg.}$$

Schnitt v - v, Drehpunkt ε, Gurtspannung (13):

$$-(13)\, 0{,}35 - 83 \,.\, 3{,}62 = 0$$

Spannung (13) = — 860 kg.

Drehpunkt ζ, Spannung (34):

$$-(34) \,.\, 0{,}29 + 860 \,.\, 0{,}35 - 83 \,.\, 4{,}12 = 0$$

Spannung (34) = — 145, mithin Druck.

Erforderlich:

$$J = 2{,}5 \,.\, 0{,}145 \,.\, 0{,}61^2 = 0{,}14.$$

Vorhanden $J = 2\,\frac{5{,}5}{12} \cdot 0{,}6^3 = 0{,}2$, mithin reichlich.

In Wirklichkeit kommt jedoch Druckspannung in dem betreffenden Feld kaum vor, da die Lasten aus Eigengewicht, welche in vorstehender Berechnung außer acht gelassen sind, eine Vermehrung der Zugspannung zur Folge haben.

Nietung.

Erforderlich zum Anschluß der Vertikalen an die Knotenbleche bei 1,4 cm Nietstärke

$$n = \frac{1{,}675}{1{,}4^2} = 1 \text{ Niet (doppelschnittig),}$$

desgleichen zum Anschluß der Diagonalen

$$n = \frac{3{,}63}{1{,}4^2} = 2 \text{ Niete.}$$

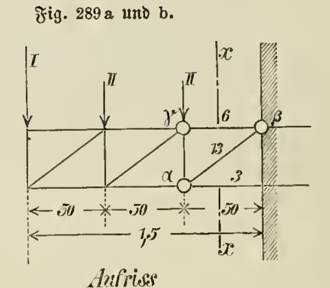
Stärke des Knotenbleches nach Gleichung (4), S. 41:

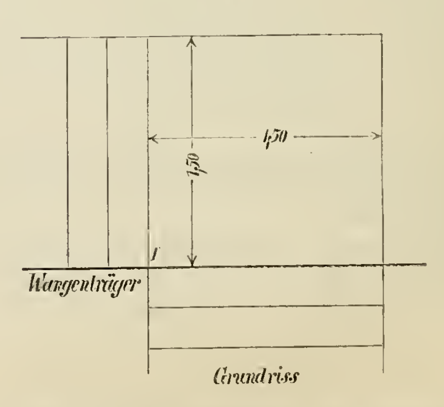
$$\delta = \frac{2}{3}\, 1{,}4 = 0{,}93, \text{ dafür } 1 \text{ cm.}$$

4. Eckpodestträger.

Die Eckpodeste werden getragen durch je zwei Freiträger. Am gemeinschaftlichen Ende derselben in Knotenpunkt I (Fig. 289) greift die Last der Treppenwangen an.

Fig. 289 a und b.





Der Auflagerdruck der Wangen mit zehn Stufen beträgt nach obigem 549 kg, derjenige der Wangen mit sieben Stufen

$$= \frac{7 \,.\, 122}{2} = 427 \text{ kg.}$$

Hierzu kommt die Podestlast im Knotenpunkt I mit

$$\frac{0{,}5 \cdot 0{,}5}{4} \cdot 580 = 37 \text{ kg}.$$

Gesamtlast in Knotenpunkt I für jeden Träger

$$= \frac{549 + 427 + 37}{2} = 507 \text{ kg}.$$

Die Knotenpunkte II werden bei dem einen Träger mit $0{,}25 \cdot 0{,}5 \cdot 580 = 73$ kg, bei dem anderen Träger mit $0{,}75 \cdot 0{,}5 \cdot 580 = 218$ kg belastet, mithin ist letzterer, als der stärker belastete, der Berechnung zu Grunde zu legen:

Gurtspannungen.

Die Gurtspannungen sind am größten in den Stäben 3 und 6 und zwar in Stab 3 Druck, in Stab 6 Zug.

Schnitt x-x, Drehpunkt α:

$$(6) \cdot 0{,}35 - 507 \cdot 2 \cdot 0{,}5 - 218 \cdot 0{,}5 = 0$$

Spannung (6) = + 1760 (Zug).

Drehpunkt β:

$$-(3) \cdot 0{,}35 - 507 \cdot 3 \cdot 0{,}5 - 218 \cdot 0{,}5\,(1 + 2) = 0$$

Spannung (3) = − 3110 (Druck).

Diese Spannungen sind geringer, als die Gurtspannungen des Hauptpodestträgers. Da jedoch aus praktischen Gründen die Gurtquerschnitte des letzteren auch hier beibehalten werden, ist eine weitere Berechnung entbehrlich.

Das gleiche gilt von den Vertikalstäben.

Die Diagonalspannungen sind am größten in Stab 13.

Schnitt x-x, Drehpunkt γ:

$$(13) \cdot 0{,}29 - 3110 \cdot 0{,}35 + 507 \cdot 2 \cdot 0{,}5 + 218 \cdot 0{,}5 = 0$$

Spannung (13) = + 1640.

Erforderlich:

$$f = \frac{1640}{800} = 2{,}05 \text{ qcm}.$$

Gewählt ein Flacheisen $50 \cdot 0{,}6$:

$$f = 0{,}6\,(5{,}0 - 1{,}4) = 2{,}16 \text{ qcm}.$$

Niete.

Nietstärke 1,4 cm.

Zum Anschluß der Vertikalen genügt, wie bei dem Hauptpodestträger, 1 Niet (doppelschnittig). Einschnittige Anschlußniete der Diagonale

$$n = \frac{1{,}65}{1{,}4^2} = 2.$$

Einmauerung.

Die Mauern sind 38 cm stark.

Auflagerdruck $A = 507 + 2 \cdot 218 = 943$.

Moment auf die Mitte der Mauer bezogen:

$$M = 507 \cdot (3 \cdot 0{,}5 + 0{,}19) + 218\,(3 \cdot 0{,}5 + 2 \cdot 0{,}19)$$
$$= 1268 \text{ kgm} = 126\,800 \text{ kgcm}.$$

Breite der unteren Auflagerplatte nach Gleichung (8), S. 58

$$b_1 = \frac{1}{ak}\left(\frac{6\,M}{a} + A\right)$$

$a = 38$ cm, $k = 15$ kg f. d. qcm,

wenn unter- und oberhalb der Auflagerplatten ein angemessener Mauerklotz in Klinkern und Zementmörtel hergestellt wird; mithin

$$b_1 = \frac{1}{38 \cdot 15}\left(\frac{6 \cdot 126\,800}{38} + 943\right) = 37 \text{ cm}$$

$$b_2 = \frac{1}{38 \cdot 15}\left(\frac{6 \cdot 126\,800}{38} - 943\right) = 34 \text{ cm}.$$

Tiefe der Platten:

$c_1 + c_2 = 38$ (Gleichung (10), S. 58).

$$\frac{c_1}{c_2} = \frac{\frac{6\,M}{a} + A}{\frac{6\,M}{a} - A} = \frac{20\,943}{19\,057} = 1{,}1 \text{ nach Gleichung (11)}$$

$$c_1 = 1{,}1 \cdot c_2$$
$$1{,}1\,c_2 + c_2 = 38, \text{ mithin } c_2 = 18{,}1$$
$$c_1 = 38 - 18{,}1 = 19{,}9.$$

Dicke der schmiedeeisernen Unterlagsplatten nach Gleichung (12), S. 58:

$$\delta = \frac{b - t}{1{,}16}\sqrt{\frac{k}{k_4}}.$$

Hierin zu setzen für

$b = 37$ cm

t = Flanschbreite des Trägers $= 2 \cdot 4{,}5 + 1 = 10$ cm

$k = 15$ (Zementmauerwerk)

$k_4 = 800$ (Schmiedeeisen).

$$\delta = \frac{37 - 10}{1{,}16}\sqrt{\frac{15}{800}} = 3{,}2 \text{ cm}.$$

Man würde auch mit nur einem Eckpodestträger auskommen können. Die Querschnitte der Gurtungen und Vertikalen würden alsdann für die höhere Beanspruchung ausreichen, die Diagonalen würden wie bei dem Hauptpodestträger doppelt anzuordnen sein.

An dem in der Mauer befindlichen Teil des Trägers werden die Gurtungen durch ein volles, mittels Winkeleisen versteiftes Stehblech von 10 mm Stärke verbunden.

Zehntes Kapitel.

Glasdeckung (Oberlichter).

§ 1.

Allgemeine Anordnung der Oberlichter.

Unter Oberlicht versteht man die Beleuchtung eines Raumes durch in der Decke, oder dem Dach angebrachte Fenster. Dasselbe unterscheidet sich also von den gewöhnlichen Fenstern wesentlich durch die geneigte bis horizontale Lage. Demgemäß müssen die eisernen Sprossen, welche die Glastafeln unterstützen, genügende Tragfähigkeit zur Aufnahme des Eigengewichts und etwaiger Nutzlasten besitzen. Außerdem ist bei Anordnung des Oberlichtes in der Dachfläche für Ableitung des Dachwassers zu sorgen; die Glasdecke muß hier die an jede gute Dachdeckung zu stellenden Forderungen erfüllen. Die in einer Decke befindlichen Oberlichter, welche durch ein entsprechendes im Dach befindliches Oberlicht geschützt werden, nennt man „innere Oberlichter" (Taf. 23, Fig. 1 und 2). Dieselben haben nur das Eigengewicht und allenfalls die Last eines die Reinigung besorgenden Arbeiters zu tragen. Da das innere Oberlicht im übrigen nur das Eindringen von Staub und Schmutz in den unteren Raum verhindern soll, so genügt es in jedem Falle die Scheiben wie bei gewöhnlichen Fenstern in Kitt zu legen. Ein näheres Eingehen auf derartige Anordnungen, welche sich in nichts von einer gewöhnlichen Fensterverglasung unterscheiden, scheint daher nicht erforderlich.

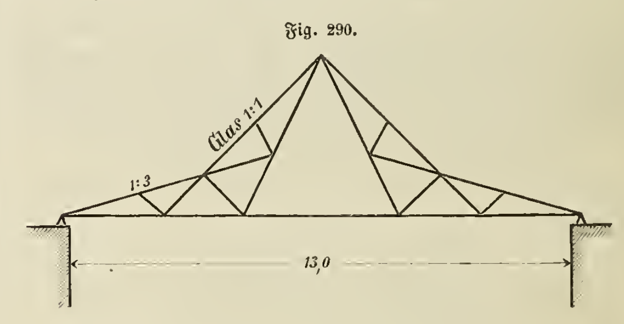
Die äußeren Oberlichter haben außer der Eigenlast die Schneelast und den Winddruck zu tragen. Die Last der das Dach betretenden Arbeiter kann unberücksichtigt bleiben, da dieselbe im Verhältnis zu den übrigen Lasten unbedeutend ist. Ferner sind die äußeren Oberlichter gegen das Eindringen von Wasser und das Abtropfen von Schwitzwasser zu dichten. Gerade der letztere Umstand bietet die meisten Schwierigkeiten und hat zu einer großen Anzahl von Konstruktionen geführt, von welchen indes nur die einfachsten für die praktische Verwendung zu empfehlen sind.

Die Form der äußeren Oberlichter wird durch das Bestreben beeinflußt, eine möglichst steile Dachneigung zu erhalten, um einerseits ein selbstthätiges Abgleiten des die Verdunkelung bewirkenden Schnees, anderseits ein möglichst rasches Abfließen des Regenwassers und des inneren Schwitzwassers zu erzielen. Das Abgleiten des Schnees erfolgt erst bei einer Dachneigung von etwa 1 : 1,4, während die übrigen Bedingungen allenfalls bereits bei einer Dachneigung von 1 : 3,5 erfüllt werden. Die kleinsten Neigungswinkel des Glasdaches sind hiernach 35° beziehungsweise 16°. Ist die Dachneigung geringer, so muß eine steilere Neigung der Glastafeln durch besondere Anordnungen ermöglicht werden. Hiernach ergeben sich die nachfolgend angeführten verschiedenen äußeren Gestaltungen der Glasdächer:

a) Die Fläche des Glasdaches fällt mit der übrigen Dachfläche zusammen (Taf. 69 u. Taf. 60). Wie vorerwähnt ist dies nur dann rätlich, wenn die Dachfläche mindestens die vorangegebene Neigung von 16°, besser 35° besitzt.

b) Das Glasdach erhebt sich als abgesondertes steileres Dach aus der übrigen Dachfläche. Hierbei kann das Glasdach als Pultdach, Satteldach (Fig. 290) und Zeltdach (Taf. 23) angeordnet werden.

Fig. 290.



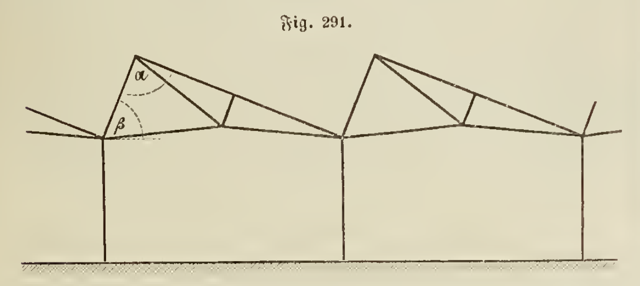
c) Das Dach erhält eine mit Glas gedeckte Laterne. Dies ist der Fall, wenn das unter b) erwähnte steilere Glasdach nicht unmittelbar auf dem Dach aufliegt, sondern durch senkrechte Wände von demselben getrennt ist. Die letzteren dienen entweder zur Anbringung von Fenstern (hohes Seitenlicht), oder von Luftklappen, oder sie haben auch nur den Zweck, das Glasdach von der Dachfläche besser abzuheben, um ein gründliches und vollständiges Abgleiten der Schneemassen zu gewährleisten; auch können ästhetische Gründe für ein Herausheben des Glasdaches sprechen.

d) Die mit Glas zu deckende Dachfläche wird in eine Anzahl kleiner Satteldächer (Sägedach) zerlegt, deren First senkrecht zum First des Hauptdaches läuft (Taf. 28, 29, 31). In der Kehle zwischen je zwei kleinen Sätteln befindet sich eine das Wasser abführende Rinne. Der Firstwinkel wird zweckmäßig = 90° gewählt. Die Seitenfläche ist gleich der Länge der Glastafeln zu machen, wodurch der Wegfall der unbequemen wagerechten Fugen zwischen zwei aufeinander folgenden Glastafeln erreicht wird. Außerdem bietet die geschützte Lage der einzelnen Dachflächen eine größere Sicherheit gegen Bruch, als bei anderen Anordnungen.

Dagegen sind derartige Dächer wegen der vermehrten Glasfläche, des vielen Eisenwerkes und der großen Anzahl von Rinnen ziemlich kostspielig, auch tritt bei Schneefall eine mehr oder weniger starke Verdunkelung ein. Die Sägedächer finden daher gewöhnlich nur bei flachbogigen Hallendächern, bei welchen die Anordnung nach b, oder c ein zu schweres Aussehen bewirken würde, Anwendung.

e) Für Werkstätten geeignet ist das englische Schuppendach (Sheddach), welches durch Überdeckung der Grundfläche mittels nebeneinander gestellter Satteldächer von ungleich geneigten Dachflächen entsteht (Fig. 291). Die steilere 60—70° gegen die Horizontale geneigte Dachfläche wird mit Glas,

Fig. 291.

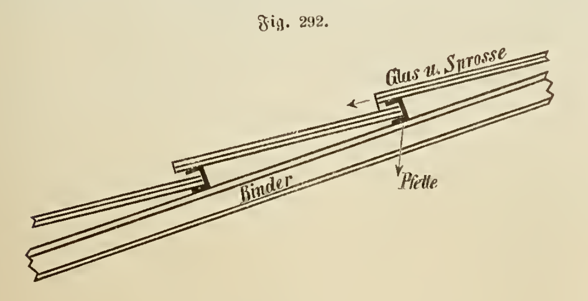


die weniger mit 20—30° geneigte mit anderem Material eingedeckt. Der Firstwinkel α beträgt meist 90°. In den Kehlen zwischen den einzelnen Dächern liegen Rinnen, welche das Wasser gewöhnlich nach den als Abfallrohr dienenden eisernen Säulen führen.

* * *

Die übliche Anordnung der Dachfläche bei den Oberlichtern ist die eines Sparrendachs. Über die der Traufe parallel laufenden Dachpfetten werden die eisernen Sparren, hier Sprossen genannt, gestreckt, auf welchen die Glastafeln aufliegen. Der Sprossenabstand ist daher gleich der Tafelbreite zuzüglich dem nötigen Spielraum. Die Längsfugen (senkrecht zur Traufe) der Glastafeln fallen mit den Fugen zwischen Glas und Sprosse zusammen. Bei den Querfugen überdeckt gewöhnlich die obere Glastafel die untere um ein gewisses Maß. Abweichend hiervon ist eine stufenförmige Anordnung der Glastafeln nach Fig. 292, welche aber wegen

Fig. 292.



der hierbei eintretenden Verflachung der Dachneigung und der höheren Kosten nur dann zu empfehlen ist, wenn etwa ein wagerechter Zwischenraum zwischen den Glastafeln behufs Lüftung geschaffen werden soll.

§ 2.

Die Glastafeln.

Bei den äußeren Oberlichtern kommt es in der Regel weniger auf fehlerlose Beschaffenheit des Glases als auf thunlichste Größe der Tafeln an, damit die Länge und Anzahl der Fugen nach Möglichkeit eingeschränkt wird. Anderseits ist die Größe der Tafeln beschränkt durch die Schwierigkeit der Herstellung und die Haltbarkeit bei äußeren Belastungen.

Die beiden fast ausschließlich zur Verwendung kommenden Glassorten sind das geblasene Glas und das Gußglas; eine weitere Sorte, das Siemens'sche Preßhartglas, hat seines hohen Preises halber bis jetzt wenig Eingang gefunden. Bei dem geblasenen Glas wird die teigartig flüssige Glasmasse in Zylinderform geblasen, dann aufgeschnitten und mit Walzen, oder Plätteisen geglättet. Das Gußglas wird in vollständig flüssigem Zustand in oben offene Formen ausgegossen und an der Oberfläche mittels Walzen geglättet, wodurch jedoch eine vollständige Glätte nicht erzielt wird.

Das geblasene Glas kommt als sogenanntes rheinisches Glas (Fensterglas) und neuerdings als geblasenes Rohglas in den Handel. Von dem rheinischen Glas genügt zu den Dachdeckungen gewöhnlich Glas dritter Sorte. Das geblasene Rohglas wird aus Abfällen mit geringerer Sorgfalt hergestellt und ist durch die auf der einen Fläche eingelagerten zahlreichen Bläschen kenntlich, welche von der Behandlung mit eisernen Walzen herrühren. Bei dem rheinischen Glas ist dieses Kennzeichen nicht vorhanden, da dieses mit flachen Plätteisen geglättet wird. Wegen der genannten Fehler ist das geblasene Rohglas zur Fensterverglasung nicht zu brauchen, dagegen eignet es sich vermöge seiner großen Festigkeit und Billigkeit vorzüglich zu Dachdeckungen. Bei großem Bedarf sind jedoch lang ausgedehnte Liefertermine notwendig, da dieses Glas nur auf wenigen Hütten und nur als Nebenerzeugnis hergestellt wird. Sowohl das rheinische Glas, wie das geblasene Rohglas werden in Stärken bis zu 5 mm und in Tafelgrößen bis zu 60 cm Breite und 1,0 m Länge hergestellt. Geblasenes Rohglas wird bis zu 50 cm Breite bei 1,0 m Länge ohne Preisaufschlag geliefert, während bei rheinischem Glas der Preis für die Quadrateinheit mit zunehmender Größe wächst.

Das Gußglas (gegossenes Rohglas) besitzt eine glatte und eine rauhe Oberfläche und ist bedeutend weniger lichtdurchlassend als geblasenes Glas; die rauhe Oberfläche erleichtert außerdem das Festsetzen von Rauch und Schmutz, wodurch die Lichtwirkung noch mehr beeinträchtigt und öftere

Reinigung erforderlich wird. Ferner ist die Festigkeit des Gußglases geringer und die Sprödigkeit größer, als bei geblasenem Glas. Dagegen ist das Gußglas billiger und kann in größeren Stärken und Tafeln hergestellt werden, als das geblasene Glas. Man wird daher Gußglas vornehmlich in allen den Fällen vorziehen, in welchen eine Dämpfung des einfallenden Lichtes gewünscht wird und in welchen die Kosten möglichst vermindert werden sollen.

Das Gußglas wird in Stärken von 4—90 mm hergestellt, für Dachdeckungen sind jedoch nur Stärken von 6—12 mm zu verwenden. Die Breite der Tafeln beträgt bis 1,0 m, die Länge bis 2,0 m, der Flächeninhalt darf aber bei den gangbaren Sorten nicht mehr als 1,5 qm betragen. Man verlege stets die rauhe Seite nach außen, da diese widerstandsfähiger gegen Witterungseinflüsse ist, wobei freilich die leichtere Trübung durch Schmutz in Kauf genommen werden muß. In neuerer Zeit wird vielfach Glas verwendet, welches auf einer Seite geriffelt ist und dadurch eine ruhige und gleichmäßige Lichtwirkung hervorbringt.

Die Biegungsfestigkeit des geblasenen Glases kann zu 375, die rechnerisch zulässige Beanspruchung zu 125 kg f. d. qcm angenommen werden; die Biegungsfestigkeit des Gußglases nimmt mit wachsender Glasstärke ab und zwar ist:

Platten und vernachlässigen die etwa an den Stirnseiten vorhandene Auflagerung, ferner ziehen wir zunächst nur das Eigengewicht, den Schnee- und Winddruck in betracht. Mit zunehmender Steilheit des Daches nimmt die Beanspruchung durch Eigengewicht und Schneelast ab, während die Beanspruchung durch Winddruck wächst. Bei einer Dachneigung von mehr als 1 : 1,4 gleitet der Schnee ab und ist nicht mehr in Rechnung zu ziehen.

Es sei a die Breite, δ die Stärke der Glastafel, p die Belastung für das qm Dachfläche, so ist das größte Biegungsmoment

$$M = \frac{p a^2}{8} = k W = \frac{k \delta^2}{6} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (1)$$

Hierin ist p in kg für das qm, a in m, k in kg für das qmm einzusetzen, um δ in cm zu erhalten. Das spezifische Gewicht des Glases ist im Mittel = 2,6. Demnach die Belastung aus Eigengewicht für das qm Dachfläche

$$p_e = 26\,\delta \quad (p_e = \text{kg}, \ \delta = \text{cm}).$$

Die Belastung aus Schnee beträgt für das qm Grundfläche

$$p_s = 75 \text{ kg},$$

mithin für das qm Dachfläche bei einem Neigungswinkel α

$$p_s = 75 \,.\, \cos\alpha \quad (\text{vgl. S. 14 c}).$$

für eine Dicke	δ =	5	6	7	8	9	10	12	15—20 mm
die Festigkeit	k_1 =	360	330	300	280	258	240	214	200 kg f. d. qcm
die zulässige Beanspruchung	k =	120	110	100	93	86	80	71	67 kg f. d. qcm

Die Preise betragen unter gleichen Verhältnissen und bei großen Lieferungen zur Zeit für das qm eingedeckte Dachfläche bei etwa 50/100 cm großen Glastafeln:

bei geblasenem rheinischen Glas 4 mm stark = 7—8 *M.*
„ „ Rohglas 4 „ „ = 6—7 „
„ gegossenem Rohglas (5 mm stark) . . = $5^1/_2$—$6^1/_2$ „

Die Prüfung des Glases auf seine Verwendbarkeit zu Bauzwecken erstreckt sich in der Regel nur auf den bloßen Augenschein und auf den Widerstand, welchen ein Probestück Stößen und der Bruchbeanspruchung entgegensetzt. Bei Lieferungen größeren Umfangs empfiehlt es sich mehrere Belastungsproben vorzunehmen. Ferner ist das Glas auf seine Wetterbeständigkeit durch Behandeln mit Salzsäure und in den Fällen, in welchen es auf die Farbe ankommt (wie bei Gemäldesammlungen), auf den Mangangehalt zu prüfen. Letzterer bewirkt, daß das Glas unter der Einwirkung des Lichtes mit der Zeit eine rötlich-violette Farbe annimmt. Derartige Proben läßt man indes zweckmäßig in einer technischen Versuchsanstalt vornehmen.

* * *

Berechnung der Glasstärken.

Wir berücksichtigen nur die seitliche Auflagerung der

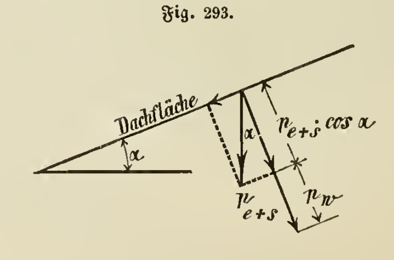
Die Beanspruchung aus Wind beträgt für das qm Dachfläche, senkrecht zu dieser wirkend:

$$p_w = 120 \,.\, \sin(\alpha + 10) \quad (\text{vgl. S. 14 d}).$$

Zerlegt man p_e und p_s in zwei Seitenkräfte senkrecht und parallel zur Dachfläche (Fig. 293), so ist die erstere

$$p_{e+s} \,.\, \cos\alpha = (26\,\delta + 75 \cos\alpha) \cos\alpha,$$

Fig. 293.



mithin die Gesamtlast f. d. qm Dachfläche senkrecht zu dieser

$$p = (26\,\delta + 75 \cos\alpha) \cos\alpha + \overbrace{120 \sin(\alpha + 10)}^{p_w} \,.\, (2)$$

Die der Dachfläche parallel gerichtete Seitenkraft aus Schnee und Eigengewicht kann vernachlässigt werden.

Wie bereits erwähnt, kann bei einer Dachneigung von mehr als 35° die Schneelast in Wegfall kommen. Am ungünstigsten wird also die Berechnung unter Annahme dieses Neigungswinkels und mit Beibehaltung der Schneelast.

Für $\alpha = 35^0$ ist $\cos\alpha = 0{,}82$, $\sin(\alpha + 10) = 0{,}707$, mithin

$$p = \text{rund } 135 + 21\,\delta \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (3)$$

Dies in Gleichung (1) eingesetzt, gibt:

$$\frac{(135 + 21\,\delta)\,a^2}{8} = k\,\frac{\delta^2}{6}$$

woraus [1]):

$$a = \delta \sqrt{\frac{k}{100 + 16\,\delta}} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (4)$$

Hieraus berechnet sich unter Einsetzung der entsprechenden Werte von k (S. 186) für verschiedene Glasstärken der größte zulässige Sprossenabstand a zu:

1) bei geblasenem Glas:

für $\delta =$ 0,3	0,4	0,5 cm
a = 0,33	0,43	0,54 m.

Bei gegen Sturm geschützter Lage und bei voller Auflagerung der Tafeln auf allen vier Seiten können bei gleicher Glasstärke etwas größere Sprossenabstände gewählt werden. Für geblasenes Tafelglas ist mit Rücksicht darauf, daß Tafeln von 60 cm Breite und 1,0 m Länge schon etwa 20% Überpreis erfordern, daß ferner bei großen Tafeln der Bruch infolge ungleichmäßiger Bewegungen des Glas- und Eisenwerks erheblicher wird; daß aber anderseits kleine Scheiben viele Fugen bedingen und weniger Lichtfläche geben, ein Sprossenabstand von etwa 50 cm bei 4—4½ cm Glasstärke am meisten zu empfehlen.

2) Bei Gußglas:

für $\delta =$ 0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,5	2,0 cm
ist a = 0,53	0,60	0,67	0,73	0,78	0,83	0,93	1,10	1,43 m.

Hier empfiehlt sich eine Sprossenteilung von etwa 0,6—0,9 m bei 6—12 mm Glasstärke. Bei größeren Tafeln tritt der vorerwähnte Übelstand ein, auch werden die Sprossen sehr schwer und die Durchsichtigkeit des Glases geringer.

Gegen Hagelschlag ist erfahrungsgemäß eine Glasstärke von 5—6 mm bei der üblichen Sprossenteilung für Mitteleuropa ausreichend. Aber auch bereits bei 3 mm starkem Glas ist erheblicherer Schaden selten.

Ein Betreten der Glastafeln durch Arbeiter ist wegen der damit verbundenen Gefahr des Abgleitens und mit Rücksicht auf den infolge der Stöße zu befürchtenden Bruch zu vermeiden. Zur regelmäßigen Besichtigung des Daches und wo erforderlich zu den Schneeräumungsarbeiten sind dauernde Laufbohlen und Leitern anzubringen. Bei Ausbesserungen sind vorübergehend Bohlen über die Sprossen zu legen. (Siehe auch § 7.)

1) Da bei flacherer Dachneigung nur wenig kleinere Werte sich ergeben, so kann diese Gleichung allgemein für jede beliebige Dachneigung angenommen werden.

§ 3.

Die Sprosseneisen.

Die Sprosseneisen müssen:

1) die Dachlast, bestehend aus Eigengewicht, Schnee und Wind, auf die Pfetten übertragen,

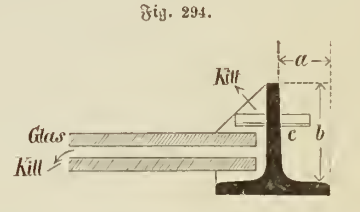
2) den Glastafeln ein genügend breites Auflager gewähren,

3) eine Form haben, welche eine genügende Dichtung der Längsfuge zwischen Glas und Sprosse bei freier Beweglichkeit der Glastafel innerhalb gewisser Grenzen ermöglicht. Bei fester Verbindung der Glastafeln und Sprosseneisen würden infolge der verschiedenen Ausdehnung der beiden Materialien bei Wärmeänderung Spannungen entstehen, welche ein Zerbrechen der Glastafeln zur Folge haben können, und welche um so erheblicher sind, je größer die Maße der Glastafeln gewählt werden. Nachstehend führen wir die gebräuchlichsten Sprosseneisen vor.

a. Die ⊥-förmigen Sprossen.

Die Glastafeln werden auf den wagerechten Schenkeln gelagert. Als kleinstes Maß für die Auflagerung der Glasplatten ist eine Breite von 6 mm zu bezeichnen. Das Maß a (Fig. 294) muß hiernach zuzüglich eines Spielraumes von 4 mm mindestens 10 cm betragen. Das Maß b richtet sich

Fig. 294.



nach der Glasdicke. Da sich die Glastafeln an der Querfuge überdecken, so muß die Steghöhe mindestens gleich der doppelten Glasstärke zuzüglich der Kittfuge und dem Kittbett sein. Die geringste Höhe b ergibt sich hiernach bei 3 mm starkem Glas zu etwa 28 mm. Demnach ist Nr. 2/3 (Tabelle 14) das kleinste verwendbare Normalprofil, ausnahmsweise bei schwachen kleinen Scheiben auch Nr. 2½/2½.

Wird eine Beweglichkeit der Längsfuge in der Richtung des Dachfirstes gewünscht, was bei langen Dächern mit Rücksicht auf die Temperaturdehnung der Fall sein kann, so sind an diesen Stellen statt des ⊥-Profiles zwei nebeneinanderliegende L-Eisen nach Fig. 295 (S. 188) zu verwenden. Die Dichtung der Fuge wird dann durch eine

Blechkappe bewirkt. Ebenso treten an den Enden der Oberlichter einfache Winkelsprossen an Stelle der ⊥-Sprossen.

Fig. 295.

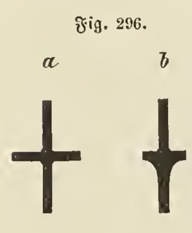


Da die ⊥-Eisen sich bequem mit den Pfetten verbinden lassen und in großer Auswahl gewalzt werden, so finden sie eine sehr ausgedehnte Anwendung.

b. Kreuzförmige Sprossen (Fig. 296 a)

besitzen bei gleichem Materialverbrauch eine etwas größere Tragfähigkeit als die ⊥-Sprossen, werden aber selten verwendet, da sie in brauchbaren Größen nur von wenigen Werken gewalzt werden und die Auswahl keine große ist. Die gewöhnlichen Fenstereisen (Fig. 296 b) sind zwar in größerer Auswahl zu haben, erweisen sich aber nur bei kleinen Scheiben genügend tragfähig und lassen sich nicht bequem mit der Pfette verbinden.

Fig. 296.



c. Rinnensprossen.

Die Schwierigkeit, bei bloßer Verkittung eine völlig dichte Längsfuge zu erreichen, hat dazu geführt, das etwa durchdringende Wasser in besonderen, einen Bestandteil der Sprosse bildenden Rinnen abzuleiten. Die nach Art der Fig. 297 gestalteten Profile haben sich nicht als zweckmäßig erwiesen, da die kleinen Rinnen alsbald durch eindringenden Schmutz verstopft werden. Auch sind solche Eisen im Handel nur in geringer Auswahl und meist nur in kleinen Größen zu haben, welche wohl für eiserne Fenster, nicht aber für Dachdeckungen ausreichen.

Fig. 297.

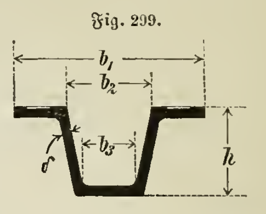


Man hat daher aushilfsweise vielfach Zinkrinnen verwendet, welche die schmiedeeisernen Sprossen umkleiden. Taf. 49, Fig. 2 und 3 a/b, zeigt eine solche Anordnung bei ⊥-Sprossen. Nachteilig ist hierbei die durch die Rinnen herbeigeführte Verdunkelung. In dieser Hinsicht sind die in Taf. 51, Fig. 2 a u. 3 a, dargestellten Formen vorzuziehen, bei welchen als tragender Kern Flacheisen verwendet wird, während das Auflager der Glasplatten sowohl, als auch die Rinnen durch umhüllendes Zinkblech gebildet werden. Bei Pfettendächern nach Art der Fig. 292, bei welchen die Tafeln in den horizontalen Fugen aufliegen und demnach in der Längsfuge nur für die Wasserabführung, nicht aber für die Tragfähigkeit zu sorgen ist, kann man bei geringen Tafellängen den schmiedeeisernen Kern ganz weglassen, wodurch die Sprosse die Form der Fig. 298 erhält.

Fig. 298.

Da das Zink mehr als doppelt so große Wärmedehnung besitzt wie Eisen, so sind indes alle vorerwähnten aus zweierlei Material gebildeten Rinnensprossen, welche überdies nicht die für die Unterhaltung wünschenswerte Einfachheit besitzen, nicht zu empfehlen. Wo daher ⊥-Sprossen nicht genügend dicht, oder zu wenig tragfähig erscheinen, wähle man die neuerdings in größerer Auswahl von verschiedenen Werken gewalzten Rinnenprofile nach Fig. 299 und Taf. 49, Fig. 5, auf deren horizontalen Schenkeln die Glasplatten aufliegen. Zwischen je zwei Glastafeln verbleibt über der Rinne ein Zwischenraum von etwa $^3/_4$—$^5/_6$ der oberen lichten Weite (b_2) der Rinne, durch welchen das Wasser abtropfen kann. (Siehe Taf. 52, Fig. 4, Aufsicht.[1])

Fig. 299.



In nachstehender Tabelle sind einige derartige Profile zusammengestellt:

Tabelle der Rinneneisen.

Nr.	Fabrik	h mm	b_1 mm	b_2 mm	b_3 mm	δ mm	W (annähernd) cm³	G kg	Die oberen Horizontalschenkel sind:
1	Gabriel & Bergenthal in Soest	26	51	—	—	—	1,7	2,1	glatt
2	Dortmunder Union	40	93	45	34	4	6,9	4,8	glatt
3		45	100	45	28	4	8,2	5,2	mit eingewalzten Kittrinnen
4		59	92	48	36	6	14,6	8,7	glatt

Statt dieser Profile hat man auch aushilfsweise ⊔-Eisen verwendet und das Auflager durch angenietete Winkel oder Z-Eisen gebildet (Taf. 49, Fig. 1 a). Auch lassen sich zu demselben Zweck Belageisen Nr. 5—7½ (Tab. 17 im Anhang) verwenden. Die betreffenden Profile besitzen jedoch eine größere Breite, als die der obigen Tabelle, und bewirken daher eine größere Verdunkelung.

Zum Schutz gegen Rost empfiehlt es sich die Rinneneisen stets nur verzinkt zu verwenden.

* * *

Berechnung der Sprosseneisen.

Bezeichnet l die Entfernung der Pfetten, auf welchen die Sprosseneisen ruhen, so ist das größte auf die Sprosseneisen wirkende Moment

$$M = \frac{p\,l^2}{8} = k\,W.$$

[1]) Es erscheint jedoch zweckmäßig den Überstand der Glastafeln über den Rinnenrand kleiner als in der Figur angegeben zu halten.

Nach Gleichung (3) ist

$$p = a\,(135 + 21\,\delta)$$

und wenn δ näherungsweise $= 1$ cm gesetzt wird

$$p = 156\,a \ldots \text{kg},$$

mithin, wenn $k = 9$ kg f. d. qmm angenommen wird:

$$M = \frac{156\,a\,l^2}{8} = 9\,W.$$

Hieraus rund:

$$W = 2{,}2\,a\,l^2 \quad \ldots\ldots \quad (5)$$

Hierin ist a und l in m einzusetzen, um W in cm^3 zu erhalten.

Beispiel: Es sei $l = 2{,}5$ m, $a = 0{,}5$ m, so ist das erforderliche W des Sprosseneisens

$$W = 2{,}2 \cdot 0{,}5 \cdot 2{,}5^2 = 6{,}9.$$

Bei ⊥-Sprossen genügt demnach in diesem Falle Profil Nr. 7/7 beziehungsweise 9/4½ Tab. 14, bei Rinnensprossen Profil Nr. 2 (vorstehende Tabelle). Mit Rücksicht auf Durchbiegung und aus praktischen Gründen (bessere Befestigung der Glasplatten und besserer Wasserabfluß) wähle man im letzteren Falle lieber Profil Nr. 3.

* * *

Befestigung der Sprosseneisen auf den Pfetten.

Am einfachsten gestaltet sich die Befestigung, wenn die Oberflanschen der Pfetten mit der Unterkante der Sprosseneisen in einer Ebene liegen. In diesen Fällen werden die ⊥-Sprossen mittels zweier Niete aufgenietet, deren obere Köpfe versenkt werden. Kleinere Fenstereisen werden wohl auch nur aufgekämmt (Fig. 300), indem Sprosse und Pfette an der Überdeckungsstelle je zur Hälfte ausgeschnitten werden. Die Rinnen- und +-Sprossen werden mittels seitlicher Winkel befestigt (Taf. 49, Fig. 1 a/b). Trifft die obige Bedingung für die Pfettenlage nicht zu, wie beispielsweise bei allen Dächern mit senkrecht stehendem Pfettensteg, so ist die Befestigung

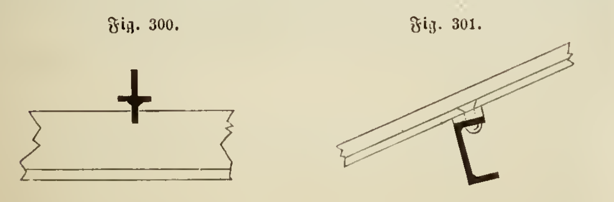


Fig. 300. Fig. 301.

etwa nach Fig. 301 mittels zwischengelegter Keilplatten, oder bei größeren Zwischenräumen nach Taf. 49, Fig. 3 durch gußeiserne Zwischenstücke zu bewirken. Bei anderen Lagen der Pfette hat man sich mit entsprechend gebogenen Blechen, oder Winkellaschen zu helfen (Taf. 49, Fig. 1c; Taf. 50, Fig. 2a; Taf. 52, Fig. 4 und 5).

§ 4.

Befestigung der Glastafeln auf den Sprosseneisen und Dichtung der Fugen.

Die Verbindung zwischen Glastafeln und Sprosseneisen soll eine geringe Beweglichkeit zum Ausgleich der durch Wärme bewirkten ungleichen Materialdehnung zulassen und dennoch gleichzeitig ein gutes gleichmäßiges Lager für die Glasplatte gewähren; ferner das Eindringen von Schnee und Regen verhindern, die Ableitung des auf der Innenfläche sich niederschlagenden Schwitzwassers ermöglichen und Sicherheit gegen Abgleiten der Tafeln durch Eigengewicht und Abheben derselben durch Sturmwind bieten. Diese sämtlichen Forderungen lassen sich vollständig nur mittels teurer und verwickelter Anordnungen erfüllen, welche nicht die für Ausführung und Unterhaltung wünschenswerte Einfachheit besitzen. Am meisten Schwierigkeiten bietet die Ableitung des Schwitzwassers, welche indessen in vollkommenem Maße nur bei Glasdächern über wertvollen Räumen (Sammlungen u. a.) notwendig wird.

1. Dichtungsmaterial.

Als Dichtungsmittel zwischen Glas und Eisen und zur Ausgleichung der an den Lagerflächen befindlichen Unebenheiten hat sich in den am meisten vorkommenden Fällen von Glasdeckungen guter Glaserkitt aus Leinölfirnis und Kreide, welchem zum besseren Anhaften am Eisen etwas Mennige zugesetzt wird, noch stets am besten bewährt.

Die Wirksamkeit des Kittes besteht in dem dichten Verschluß der Fuge, welcher gleichwohl eine gewisse Beweglichkeit der Glasplatte gestattet. Diese Eigenschaften behält der Kitt jedoch nur so lange, als er nicht hart, rissig und bröckelig wird. Da letzteres namentlich durch ungehindertes Einwirken der Witterung sehr begünstigt wird, so ist die Kittfuge diesen Einwirkungen thunlichst durch geschützte Lage und guten Ölfarbenaustrich auf der Oberfläche des Kittes zu entziehen. Letzterer ist so aufzubringen, daß er außer dem Kitt auch seitlich noch einen etwa 1—2 mm breiten Streifen des Glases überdeckt. Wird außerdem der Austrich mindestens alle zwei Jahre erneuert, so ist die Beständigkeit des Kittes gegen Witterungseinflüsse erfahrungsgemäß eine sehr große, und größer als bei irgend einem anderen Dichtungsmaterial.

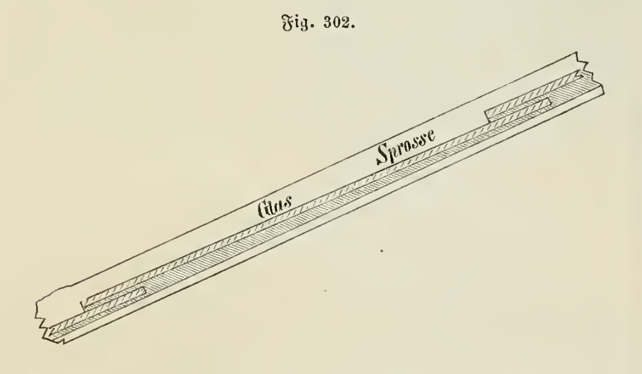
In neuerer Zeit hat man bei vielen Ausführungen den Kitt, in dem Bestreben ein dauerhafteres Dichtungsmaterial zu erzielen, durch Filzstreifen ersetzt, ohne jedoch hierdurch eine günstigere Wirkung zu erzielen. Auch der Filz verliert durch Einwirken der Feuchtigkeit und Witterung seine Geschmeidigkeit und wird hart und bröckelig. Um die Filzstreifen vor Feuchtigkeit zu schützen, hat man dieselben mehrfach mit ¼ mm starkem Bleiblech umwickelt.

In ähnlicher Weise sucht auch das Göller'sche Verfahren[1]) den Kitt durch Einhüllen mit Bleiblättchen besser vor Witterungseinflüssen zu schützen. Alle diese Maßnahmen sind jedoch bereits so umständlich, daß die Überwachung der Ausführung erschwert und der Erfolg sehr in Frage gestellt ist.

2. Anordnung der Längsfugen zwischen Glastafeln und Sprosseneisen.

Die Überdeckung der Glastafeln in den Querfugen bewirkt, daß die untere Begrenzungslinie derselben nicht mit dem Sprossenauflager zusammenfällt. Es bleiben infolge dessen zwischen Glastafel und Sprosse die in Fig. 302 schraffirten dreieckigen Zwischenräume, welche ausgefüllt werden müssen, um ein gutes gleichmäßiges und dichtes Auflager der Glastafeln zu erreichen.

Fig. 302.



Der Zwischenraum ist selbstredend um so größer, je größer die Stärke der Glastafeln. Bei Anwendung von geblasenem Rohglas bis höchstens 5 mm Stärke ist die Ausfüllung der Zwischenräume mit Kitt das einfachste Verfahren, welches auch vollständig genügende Sicherheit gegen Undichtigkeiten gewährt. Bei größeren Glasstärken fällt jedoch die Kittfuge so ungleich stark aus, daß hier andere Anordnungen trotz der damit verbundenen Unbequemlichkeiten und Kosten zweckmäßig sein können.

Bei einigen Ausführungen hat man das Sprosseneisen entsprechend der unteren Begrenzungslinie der Glastafeln gekröpft (Taf. 49, Fig. 5c). Diese Kröpfung ist sowohl bei ⊥- als bei Rinnensprossen unschwer auszuführen, sie erfordert aber immerhin Mehrkosten und bedingt eine sehr genaue Einteilung und Verlegung der Sprossen. Bei den in Taf. 49, Fig. 1 dargestellten zusammengesetzten Rinneneisen ist es nur nötig die seitlichen ∟- oder Z-Eisen zu kröpfen, während das ⊔-Eisen gerade durchgeführt werden kann.

Um die Kröpfung zu vermeiden, hat man zur Füllung des Dreiecks auch eiserne Keile (auch Keile aus hartem Holz) auf die Sprosseneisen aufgeschraubt. Diese Anordnung ist gut, aber teuer.

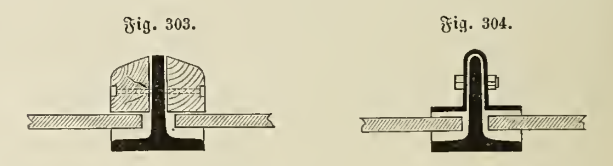
Werden die Pfettenabstände gleich der Länge einer Glastafel gemacht und die Glastafeln stufenförmig nach Fig. 292 und Taf. 51, Fig. 2d angeordnet, so fällt die Überdeckung der Glastafeln in der Querfuge und damit die ungleiche Lagerung auf der Sprosse überhaupt fort. Eine solche Anordnung hat jedoch anderseits eine ungenügende Ausnutzung des zu den Pfetten und Sprossen verwendeten Eisens im Gefolge und kann daher überhaupt nur bei sehr großen Tafeln und bei Gebäuden, welche eine besonders sorgfältige Dichtung verlangen, in betracht kommen.

Die Kröpfung bleibt somit bei allen ⊥-förmigen und Rinnensprossen am meisten zu empfehlen. Ist jedoch, wie stets bei Verwendung geblasenen Glases, die Höhe des Fülldreieckes kleiner als 5 mm, so ist eine keilförmige Kittfüllung vollständig ausreichend.

Die Sicherung der Glastafeln gegen Abheben durch Sturm wird bei ⊥-förmigen und kreuzförmigen Sprossen in der Regel durch einen gleichzeitig zur Dichtung dienenden dreieckigen Kittstreifen (Taf. 49, Fig. 3a und Fig. 294) gebildet, dessen Wirkung mittels eiserner durch den Sprossensteg gesteckter Stifte (c Fig. 294) verstärkt wird. Zwischen Stift und Glas ist ein 2—3 mm betragender Spielraum zu lassen.

Statt des Kittes hat man bisweilen nach Fig. 303 Holzleisten aus hartem getränktem Holz, welche mit dem Steg verschraubt werden, in anderen Fällen nach Fig. 304 durchlaufende Kappen aus Zink, Kupfer oder Blei, zum Schutze des Kittes verwendet. Derartige kostspielige Maßnahmen empfehlen sich indes nur bei großen Tafeln mit weiter Sprossenteilung, während bei gewöhnlichen Verhältnissen ein Überzug des Kittes mit gut unterhaltenem Ölfarbenanstrich ausreichend erscheint.

Fig. 303. Fig. 304.



Bei den Rinnensprossen wird das Abheben der Tafeln in wirksamster Weise durch Federn aus Kupfer, oder Stahl[1]) verhindert, welche gleichzeitig ein leichtes Auswechseln der Glastafeln gestatten. Die Federn werden gewöhnlich an der Überdeckung der Glastafeln in den Querfugen (Taf. 49, Fig. 5b/c) angebracht, jede Tafel erfordert dann nur zwei

---

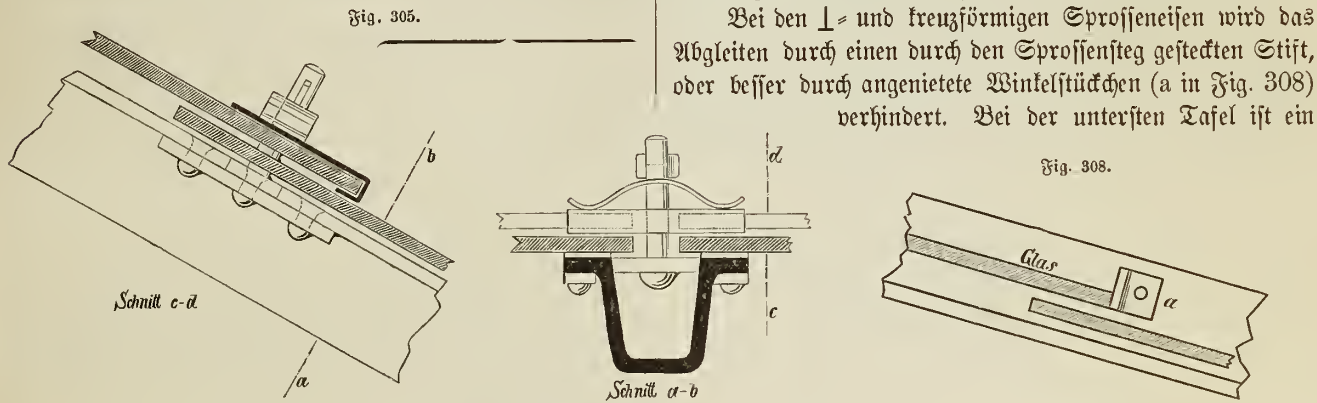
1) Näheres: Versammlungsbericht des Württemb. Vereins für Baukunde 1885, Heft 1, S. 15.

1) Verzinkung ist nicht anwendbar, da der Stahl hierdurch seine Federkraft verlieren würde. Mit Rücksicht auf Kosten wird daher namentlich bei besseren und schwer zugänglichen Dächern Kupfer vorgezogen.

Federn, um an den vier Ecken gehalten zu werden. Bei sehr langen Tafeln empfiehlt sich die Anordnung nach Taf. 49, Fig. 1b, wobei sich unterhalb und oberhalb der Querfuge je eine Feder befindet. Man befestigt den Bolzen, welcher die Stahlfeder aufdrückt, am besten mittels einseitigen Bügels an einer Seite des Rinneneisens (Taf. 49, Fig. 5a). Für eine zweiseitige Befestigung des Bügels (Taf. 49, Fig. 1a) mangelt es gewöhnlich an Raum zum Schlagen der Niete.

Gut ist auch die in Fig. 305 dargestellte Befestigung, jedoch nur dann, wenn das Widerstandsmoment des durch den Ausschnitt der oberen Flanschen geschwächten Rinneneisens noch ausreichend ist, also in allen Fällen, in welchen

Fig. 305.

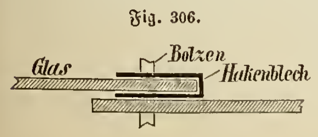


aus praktischen Gründen ein größerer Querschnitt, als nötig, gewählt werden muß. Diese Schwächung des Sprossenquerschnitts ist vermieden bei der in Fig. 5b und c, Taf. 49 dargestellten Befestigungsweise. Hierbei ist der Raum hinter der unteren Glastafel zur Anbringung der Lasche benutzt, an welcher der entsprechend nach vorn gebogene Bolzen befestigt ist. Die früher vielfach angewandte Befestigung des Bolzens auf dem Boden des Rinneneisens ist nicht zu empfehlen, da hierdurch der Querschnitt der Rinne zu sehr beengt und Gelegenheit zur Verstopfung durch Ablagerung von Schmutz geboten wird.

Die Feder erhält den nötigen Druck entweder durch Schrauben (Taf. 49, Fig. 5a), oder durch Vorstecker (Taf. 49, Fig. 1a und 5b/c). Erstere, welche behufs Verhütung des Einrostens aus Messing zu fertigen sind, verdienen den Vorzug.

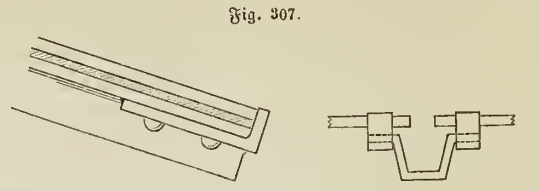
Das Abgleiten der Glastafeln wird bei den Rinnensprossen in einfachster Weise durch ein hakenförmig gebogenes Blech verhindert, welches auf den Befestigungsbolzen gesteckt und mittels der vorerwähnten Stahlfeder niedergedrückt wird (Taf. 49, Fig. 5c und Fig. 305). Das Blech kann auch doppelt nach Fig. 306 angeordnet werden. Im ersteren Falle ist

Fig. 306.



1 mm starkes Kupfer- oder verzinktes Eisenblech erforderlich, im letzteren Falle genügt Zinkblech Nr. 13 ($^3/_4$ mm). Bei der untersten Tafel empfiehlt es sich außerdem hakenförmig gebogene Eisen nach Fig. 307 unter den Flanschen

Fig. 307.



der Rinneneisen mit versenkten Nieten zu befestigen. Eine andere gute Lösung zeigt Fig. 4 und 5 auf Taf. 52.

Bei den ⊥- und kreuzförmigen Sprosseneisen wird das Abgleiten durch einen durch den Sprossensteg gesteckten Stift, oder besser durch angenietete Winkelstückchen (a in Fig. 308) verhindert. Bei der untersten Tafel ist ein

Fig. 308.

Aufbiegen des Sprossenflansches nach Taf. 29, Fig. 3 am besten, jedoch genügen auch Haken aus Kupfer oder verzinktem Eisenblech, welche an den Sprosseneisen befestigt werden (Taf. 49, Fig. 2b und Taf. 50, Fig. 2a).

3. Anordnung und Dichtung der Querfugen.

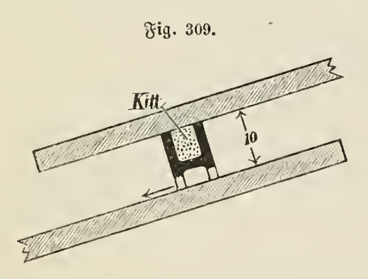
Die Querfugen (Überdeckungen) der Glastafeln werden am besten mit 2—4 mm starkem Kitt gedichtet, um das Eindringen von Feuchtigkeit und Schmutz zu verhindern. Bei kleinen Tafeln (bis 30 cm) genügt eine Überdeckung von 3 cm, bei größeren Oberlichtern von etwa 50 cm Tafelbreite an wähle man das Maß der Überdeckung zu 4—5 cm. Letzteres Maß ist bei Kittdichtung stets ausreichend, eine größere Überdeckung hat nur einen größeren Verbrauch an Kitt und eine größere Verdunkelung zur Folge.

Eine lediglich mit Kitt gedichtete Querfuge ist jedoch nur dann zulässig, wenn die Bildung von Schwitzwasser infolge annähernd gleicher Innen- und Außentemperatur nicht zu fürchten ist, oder wenn bei Vorhandensein eines zweiten inneren Schutzdaches, sowie auch bei untergeordneten Räumen ein etwaiges Abtropfen von Schwitzwasser unbedenklich ist.

In allen anderen Fällen sind besondere Maßnahmen zu treffen, welche entweder der Bildung von Schwitzwasser vorbeugen sollen, oder die unschädliche Ableitung desselben

bezwecken. Am einfachsten ist die bei photographischen Werkstätten, Gewächshäusern u. a. gebräuchliche Anordnung einer Überdeckung der Scheiben um 3—5 cm ohne Kittdichtung. Hierdurch soll einerseits durch den unter der Glasdecke von außen eindringenden Luftstrom eine möglichst gleichmäßige Außen- und Innentemperatur der Glasdecke erzielt und so die Bildung von Schwitzwasser verhindert, anderseits dem sich trotzdem bildenden Schwitzwasser Gelegenheit geboten werden durch die offenen Fugen nach außen zu gelangen. Die Anordnung ist zwar nicht vollkommen, verhindert u. a. auch nicht das Eintreiben von Regen und Schnee bei Sturm, empfiehlt sich aber durch ihre große Einfachheit und dadurch, daß sie unter gewöhnlichen Verhältnissen ihren Zweck erfüllt. Eine bessere Ableitung des Schwitzwassers wird durch weite Fugen mit Zwischenstücken erreicht. Die Fuge erhält alsdann eine Stärke von 6—15 mm und wird durch Formeisen nach Fig. 309 geschlossen, welche im Grundriß nach

Fig. 309.



der Mitte der Tafel zu gebogen sind. Das sich bildende Schwitzwasser läuft infolgedessen an den Formeisen nach der Mitte der Tafel und entweicht hier durch eine in dem Eisen angebrachte Öffnung.

Die Formeisen sind mit einer oberen und unteren Rille versehen, welche mit Kitt ausgefüllt wird, um das Anhaften am Glase und die Dichtung der Fuge zu erreichen. Statt der Eisen kann man mit Vorteil auch aufgekittete Glasstreifen verwenden (vgl. weiter unten).

Auch diese Anordnungen leiden noch an dem Nachteil, daß sie, bei Verstopfung oder Einfrieren der Abzugsöffnung, gerade im Winter, in welcher Jahreszeit am meisten Schwitzwasser entsteht, den Dienst versagen.

Will man daher auch diesen Übelstand vermeiden, so ist man genötigt das Schwitzwasser im Inneren längs der Querfugen durch Rinnen abzufangen und nach den an den Sprossen befindlichen Längsrinnen zu leiten. Derartige Anlagen sind natürlich sehr umständlich und kostspielig; sie empfehlen sich daher nur in den seltenen Fällen, in welchen ein vollständiger Schutz dringend geboten erscheint.

Auf Taf. 51, Fig. 2 ist eine derartige am alten Museum in Berlin von Tiede[1]) ausgeführte Anordnung dargestellt. Die Glastafeln sind hierbei sowohl in der Längs- als Querfuge ganz ohne Kitt verlegt. Die Rinnen sind aus Zink gefertigt. Das Hauptauflager für die Glastafeln bilden die doppelten ⏋-förmigen Pfetten (Fig. 2 d), auf diesen ruhen die |-förmigen Sprossen (Fig. 2 e). Zwischen den beiden die Pfette bildenden Winkeleisen befindet sich eine Rinne zur Aufnahme des über den oberen Rand der Glasplatte getriebenen Regenwassers. Außerdem münden in diese Rinne an den Ecken der Glastafeln die oberhalb des oberen Pfettenwinkels angebrachten Schwitzwasserrinnen und die an den Sprossen entlang laufenden Längsrinnen. Die Anordnung ist etwas umständlich, gestattet aber bei vollständiger Dichtigkeit eine freie Beweglichkeit und ein leichtes Auswechseln der Glastafeln.

1) Zeitschrift f. Bauwesen 1871, S. 185.

Durch größere Einfachheit bei gleichem Erfolg zeichnet sich die auf Taf. 51, Fig. 1 dargestellte, gleichfalls von Tiede[1]) beim zoologischen Museum in Berlin ausgeführte Anordnung aus. Die Querrinne zur Ableitung des Schwitzwassers wird hier durch einen zwischen den beiden Glasplatten einer Querfuge eingekitteten 2—3 cm breiten, 1—1,2 cm starken Glasstreifen (Fig. 1 a und 1 b) gebildet. Der Streifen wird schräg gelegt, so daß das Wasser an demselben entlang nach der nächsten Sprossenrinne (Fig. 1 c) geführt wird.

Statt des Glasstreifens können in gleichem Falle auch die oben erwähnten eisernen Zwischenstücke mit Kittfüllung verwendet werden.

In ganz ähnlicher Weise wie bei dem zoologischen Museum ist die auf Taf. 51, Fig. 2 dargestellte Eindeckung des naturhistorischen Museums in Berlin bewirkt worden.

§ 5.

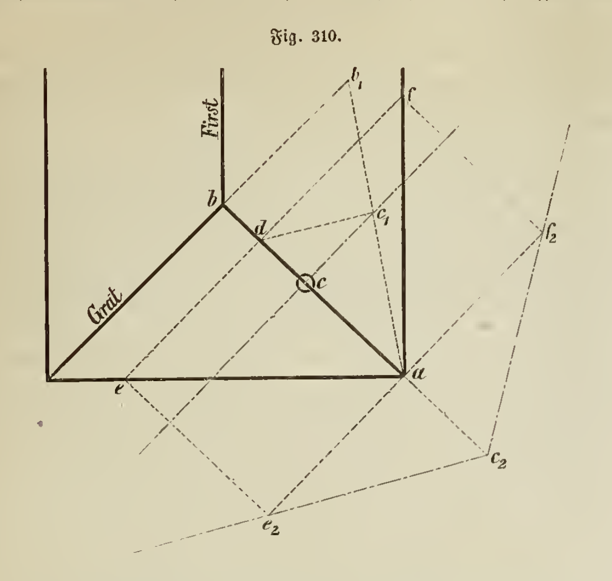
Eindeckung der Firste und Grate.

Wir haben bisher nur die ebene Dachfläche betrachtet. Bei pultdachförmigen Oberlichtern reichen diese Anordnungen aus. Bei sattelförmigen Dächern erfordert jedoch der First, bei Walmdächern außerdem der Grat eine besondere Ausbildung. Die Anordnung des Firstes ist derjenigen der Grate sehr ähnlich, ein Unterschied wird nur durch die geneigte Lage der Grate bedingt. Bei dem First laufen die Sprossen im Grundriß senkrecht zur Firstpfette, bei den Graten stehen sie schief zu den Gratsparren. Die wirklichen Neigungen der Dachflächen zum Grat werden erhalten, wenn man einen Schnitt senkrecht zur Gratlinie führt und die Schnittfigur in wirklicher Größe aufträgt. Fig. 310 veranschaulicht das Verfahren. a b ist der Grundriß des Gratsparrens, $a\,b_1$ die wirkliche Länge. Errichtet man im beliebigen Punkt c_1 eine Senkrechte, so schneidet diese die Grundlinie a b im Punkt d. Die wahre Größe $e_2 - c_2 - f_2$ der Schnittlinie erhält man nun, indem man $e_2 - f_2 = e - f$ und $a\,c_2 = d\,c_1$ macht.

1) Th. Landsberg, Glas- und Wellblechdeckung. 1887, S. 53.

Eine so gezeichnete Schnittfigur des Gratsparrens unterscheidet sich von dem durch den First gelegten senkrechten Schnitt nur durch den schiefen Anschluß der Sprosseneisen.

Fig. 310.



Die Aufgaben, welche bei der Eindeckung des Firstes und der Grate zu lösen sind, bestehen in einer guten Dichtung der First- und Gratfuge, sowie in der Herstellung eines Auflagers für die an die Firstpfette, beziehungsweise den Gratsparren anschließenden Seiten der Glastafeln. Die Erfüllung der letzteren Bedingung ist jedoch bei den Firstkonstruktionen nicht durchaus notwendig.

Die Firstpfetten und Gratsparren werden teils einteilig, teils zweiteilig angeordnet. Zur ersteren Anordnung gehören die Darstellungen Taf. 29, Fig. 4; Taf. 49, Fig. 1 c und 4 a; Taf. 50, Fig. 1 a und Taf. 51, Fig. 2 b; zur zweiten diejenigen auf Taf. 49, Fig. 3 c und Taf. 52, Fig. 3.

Die zweiteilige Anordnung der Firstpfetten bietet bei Bogenbindern mit Scheitelgelenken Gelegenheit die nötige Beweglichkeit des Firstes zu ermöglichen (vgl. S. 135). Außerdem erreicht man den Vorteil, daß jede der beiden nebeneinander liegenden Firstpfetten in die Ebene der Dachfläche gedreht werden kann, wodurch sowohl die Auflagerung der Glastafeln, als auch die Befestigung der Sprossen vereinfacht wird. Noch mehr kommt dieser Vorteil bei den Gratsparren zur Geltung, bei welchen hierdurch auch die Verbindung mit dem First und den Fußpfetten erleichtert wird. Im übrigen bietet indes die einteilige Anordnung der Firstpfette den Vorzug größerer Einfachheit und meistens auch geringeren Materialverbrauchs.

Bei der einteiligen Anordnung sind hauptsächlich der ⊥ und ⊤-förmige Querschnitt gebräuchlich, ersterer bei kleineren, letzterer bei größeren Oberlichtern (Taf. 49, Fig. 1 c). Bei den sägeförmigen Oberlichtern (S. 184 d) wird der First stets durch ein ∟-Eisen gebildet, welches so angeordnet wird, daß die Schenkel in die Dachfläche fallen (Taf. 49, Fig. 4 a; Taf. 50, Fig. 1 a; Taf. 29, Fig. 4). Beträgt der Firstwinkel nicht genau 90°, so ist das Winkeleisen entsprechend zu biegen. Auch bei anderen Satteldächern ist derselbe Querschnitt anwendbar, wenn der Firstwinkel annähernd 90° beträgt und die Beanspruchung der Pfette auf Biegung gering ist.

Bei zweiteiliger Anordnung sind hauptsächlich ∟ und [-förmige Pfetten- und Gratsparrenquerschnitte vorteilhaft, es kommen jedoch auch I-förmige Querschnitte vor. Der Zwischenraum zwischen den zweiteiligen Firstpfetten wird durch eine Blechkappe (meist verzinktes 1—3 mm starkes Eisenblech, mitunter auch 1 mm starkes Kupferblech) überdeckt.

Die Verbindungen der Sprosseneisen mit den Firstpfetten und Gratsparren bieten in der Regel keine besonderen Schwierigkeiten, mehr ist dies der Fall bei den Verbindungen der Pfetten mit den Gratsparren, sowie der Gratsparren mit dem First und den Fußpfetten. In jedem Falle sind diese so anzuordnen, daß ein gleichmäßiges Aufliegen der Glasplatten gewährleistet und die geregelte möglichst unmittelbare Abführung des Wassers nirgends gehemmt wird.

Nachstehend geben wir einige Beispiele derartiger Konstruktionen:

1) Taf. 29. First eines Sägedaches über einer Bahnhofshalle.

Die aus einem ∟-Eisen bestehende Firstpfette wird von den ⊥-förmigen Sprosseneisen, deren Füße gegen die Rinneneisen stemmen, gestützt (Fig. 2—4). Die letzteren ruhen auf den Pfetten. Die ⊥-förmigen Sprossen liegen mit dem wagerechten Flansch unmittelbar auf dem Firsteisen, mit welchem sie vernietet sind. Zwischen je zwei ⊥-Sprossen sind an dem Firstwinkel zwei entsprechend gebogene Flacheisen befestigt, welche die aus 2 mm starkem verzinktem Eisenblech bestehende Firstkappe tragen. Zwischen Firstkappe und Glastafeln, sowie zwischen letzteren und dem Firstwinkel, bleibt ein Zwischenraum für den Rauchabzug.

2) Taf. 49, Fig. 1 c. First eines Satteldaches.[1])

Die Rinnensprossen stoßen gegen den Steg der ⊤-förmigen Firstpfette, an welchem sie mit senkrechten Winkellaschen befestigt sind. Die Firstfuge wird durch ein 1 mm starkes Kupferblech, welches den oberen Flansch der Firstpfette umhüllt, gedeckt. Das Firstblech wird zweckmäßig durch die an den oberen Enden der Glastafeln befindlichen Be-

1) Die Zeichnungen über Einzelheiten der Berliner Stadtbahn sind der Zeitschrift für Bauwesen, Jahrg. 1885, diejenigen der Bahnhöfe Gießen und Frankfurt a/M. dem Werke: „Th. Landsberg, die Glas- und Wellblechdeckung, Darmstadt 1887. Verlag von A. Bergstraeßer", entnommen.

festigungsfedern (Fig. 1a) gehalten, kann aber auch mit dem Steg des I-Eisens verschraubt werden.

3) Taf. 49, Fig. 4a. Sägedach mit Rinnensprossen.

Die Rinnensprossen sind mittels seitlicher Winkel auf das Winkeleisen des Firstes aufgenietet. Die Firstkappe aus 1 mm starkem Kupferblech wird an beiden Enden durch die Befestigungsfedern der Glastafeln gehalten und durch Haken, welche unter die horizontalen Schenkel der Rinneneisen genietet sind, gestützt.

4) Taf. 50, Fig. 1a. Sägedach mit ⊥-Sprossen.

Die Unterflanschen der mit Schweißrinnen aus Zinkblech versehenen ⊥-Sprossen sind wie bei 1 auf die Schenkel des Firstwinkels genietet. Die Dichtung der Firstfuge erfolgt durch eine Blechkappe, welche durch ein Holzfutter gestützt wird.

5) Taf. 51, Fig. 2b. Satteldach mit Flacheisensprossen.

Auf die aus einem Holzbalken bestehende Firstpfette ist das Firstflacheisen mittels seitlicher Winkel befestigt. Entlang beiden Seiten des Flacheisens laufen zwei Winkeleisen, auf welchen die Glasplatten aufliegen. Zwischen dem Flach- und den Winkeleisen befinden sich Rinnen aus Zinkblech, welche das mittlere Flacheisen und die Horizontalschenkel der Winkeleisen umfassen. Mit diesen Rinnenblechen ist die Firstkappe verlötet. Die Rinnen haben den Zweck, das bei der flachen Dachneigung durch die Fugen dringende Wasser abzuleiten (vgl. auch S. 192).

6) Taf. 49, Fig. 3c. Zweiteiliger First.

Die Firstpfette besteht aus zwei ⊏-Eisen, welche auf den Dachbindern (Bogen mit Scheitelgelenk) ruhen. Die Schwitzrinnen der umhüllten ⊥-Sprossen sind über die Firstpfetten hinweggeführt. Um dies zu ermöglichen, wurden zwischen den Sprossen und der Pfette gußeiserne Füllstücke (Fig. 3a/b) angeordnet. Die Firstkappe besteht aus zwei Teilen und ist mittels Winkelstücken an den Stegen der Sprosseneisen befestigt. Diese Befestigung scheint nicht genügend, es empfiehlt sich in mäßigen Abständen stärkere Eisen zum Tragen der Kappe anzuordnen.

7) Taf. 52, Fig. 3. Zweiteiliger First bei einem Sägedach.

Die Rinnensprossen sind im Firstpunkt mittels einer gebogenen Flacheisenlasche zusammengenietet. Jede Sprosse trägt am oberen Ende ein die Firstpfette darstellendes Winkeleisen, dessen in der Dachfläche belegener Schenkel als Auflager für die Glastafeln dient, während der andere Schenkel ein Auftreiben des Wassers bei Sturm wirksam verhindert. Die Rinnensprossen sind um die Stärke des Winkelflansches gekröpft und mit letzterem vernietet. An den vertikalen Winkelschenkeln sind in angemessenen Abständen gebogene Flacheisen angenietet, welche die Firstkappe tragen. Zwischen Kappe und Winkel verbleibt ein erheblicher Zwischenraum zum Abzuge des Rauches. Die Anordnung gewährt eine reichlichere Lüftung und dabei eine bessere Dichtung gegen eintreibendes Wasser wie Beispiel 1, erfordert aber auch nicht unerheblich höhere Herstellungskosten.

8) Taf. 24, Fig. 4, 7 und 8. I-förmiger Grat.

Das Oberlicht ist eine vierseitige Pyramide mit vier I-förmigen Gratsparren (vgl. auch Taf. 23 u. § 8). Fig. 8 stellt den Schnitt senkrecht zum Gratsparren, Fig. 4 den Schnitt parallel zu den Rinnensprossen dar. In der Schnittlinie des Steges des Gratsparrens mit der Ebene der Horizontalschenkel der Rinnensprossen sind zwei gegenüberliegende, nach der Dachneigung gebogene Winkeleisen längs dem Steg als Auflager für die Glasplatten angeordnet. Die Rinnensprossen kröpfen sich unter diese Winkeleisen und sind mit denselben vernietet. Die Dichtung erfolgt durch eine Blechkappe wie bei Beispiel 2. Die in Fig. 8 sichtbare, an dem unteren Flansch des I-Eisens befestigte Lasche dient nebst den vertikalen Anschlußlaschen zur Befestigung der aus ⊐⊏-Eisen bestehenden Mittelpfette, welche die Rinnensprossen unterstützt.

Die Befestigung des Gratsparrens an den Fußpfetten ist aus Fig. 4 und 7 zu ersehen. An ein vertikal stehendes, der gebrochenen Ecke entsprechend im Grundriß gebogenes Knotenblech schließt der I-förmige Gratsparren mittels zweier Winkellaschen an, indem der untere Flansch des ersteren auf die Länge der Winkelschenkel abgehauen ist. Die Stege der aus ⊏-Eisen Nr. 22 bestehenden Fußpfette sind unmittelbar mit dem Knotenblech vernietet. Die Höhenlage des Gratsparrens wurde so bemessen, daß die Unterkante der Rinnensprossen gerade über das ⊏-Eisen des unteren Rahmens hinweggeht. Die Rinnensprossen sind mittels doppelter Winkel auf dem oberen Flansch des ⊏-Eisens befestigt (Fig. 4).

9) Taf. 50, Fig. 3 u. 4. Abgewalmtes Sägedach.

Die Sägedächer werden an den Stirnen gewöhnlich durch eine senkrechte Wand, welche mit Glas oder Blech bekleidet wird, abgeschlossen (vgl. Taf. 29). Im vorliegenden Falle sind die einzelnen Dächer an den Enden abgewalmt.

Die hierdurch entstehenden Grate werden durch je zwei Winkel (Fig. 3) gebildet, deren untere Schenkel in der Ebene der Dachfläche liegen. Hierdurch bilden sie ein gutes Auflager für die Glastafeln. Die unteren Flanschen der Winkel sind mittels (punktirt gezeichneter) Flacheisen in angemessenen Abständen verbunden.

Die Einzelheiten der Verbindung der Grate mit den ⊥-förmigen Sprossen, sowie mit First- und Fußpfette sind aus den Zeichnungen Fig. 4a—d ersichtlich. Die Aus-

bauchung des Knotenbleches in Fig. 4c dient zur Durchführung der kleinen Schweißrinnen, welche an den ⊥-Sprossen angehängt sind.

10) Taf. 52, Fig. 1 u. 2. Abgewalmtes Sägedach. Die äußerliche Gestalt des Daches ist die gleiche, wie die des Beispiels 9. Die Gratsparren werden hier durch zwei Winkel gebildet, deren oberer Schenkel in der Dachfläche liegt, während der dazu senkrechte Schenkel nach außen, also gerade umgekehrt wie bei Beispiel 9, angeordnet ist (Fig. 2).

Auf den oberen Schenkeln der Winkeleisen ist die durchlaufende 1,5 mm starke Firstkappe aufgenietet. Die Fuge zwischen Firstkappe und dem Befestigungsbolzen gibt zu Bedenken Veranlassung, auch ist die Vertiefung zwischen den oberen Enden der Glastafeln nicht gerade als ein Vorzug zu bezeichnen, wenngleich das Wasser bei der geneigten Lage des Grates in dieser Fuge abfließen wird. Es dürfte daher zu empfehlen sein, in diesem Falle lieber die Befestigungsfeder als durchlaufende Firstkappe auszubilden. Der Anschluß der Rinnensprossen an den Grat ist unschwer mittels Winkellaschen zu bewirken, da die oberen Schenkel der Rinneneisen und der Winkeleisen des Grates in einer Ebene liegen. Die Verbindung der Gratsparren mit First- und Fußpfette ist in den Fig. 1a—c veranschaulicht.

§ 6.

Traufe und Kehlen.

Ebenso wie die Anordnung des Firstes und der Grate nicht wesentlich von einander verschieden ist, beruht auch die Konstruktion der Traufen und der Kehlen auf den gleichen Grundsätzen. Auch hier besteht der Unterschied nur darin, daß bei den Kehlen der Anschluß der Sprossen an die Kehlsparren schief erfolgt und für ein Auflager der schräg abgeschnittenen Seite der Glastafel gesorgt werden muß.

Da die Eindeckung von Kehlen bei Oberlichtern außerordentlich selten vorkommt, so begnügen wir uns mit diesem Hinweis und unterziehen nachstehend nur die Traufe einer nähern Betrachtung.

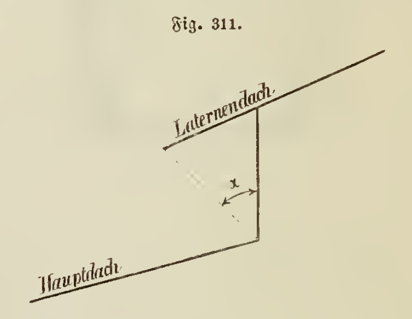
Am Fuße eines jeden Oberlichtes müssen die Sprossenenden durch eine Fußpfette unterstützt werden, über deren oberen Flansch die Sprosseneisen hinwegzuführen sind, um einen ungehinderten Wasserabfluß zu ermöglichen. Falls Rinnen für das Schwitzwasser vorhanden sind, müssen auch diese über den oberen Pfettenrand hinweggeführt werden.

Die Befestigung der Sprossen an der Fußpfette erfolgt mittels gebogener Bleche, oder Winkeleisen.

Die Fuge zwischen der Fußpfette und Glastafel wird in der Regel durch ein Dichtungsblech geschlossen. Das Dichtungsblech wird mit dem oberen Ende an einem durchlaufenden Flach- oder Winkeleisen, oder auch nur an den Sprossen befestigt, das untere Ende hängt frei herab, oder wird, falls eine Rinne vorhanden, mit dieser durch Falz verbunden. In Fällen, in welchen eine vollständige Dichtung nicht verlangt wird, kann das Dichtungsblech zwischen Glastafeln und Fußpfette auch fehlen.

Bei Oberlichtern, welche aus einer anders gedeckten Dachfläche mit steilerer Neigung heraustreten, wird eine Rinne in der Regel nicht angebracht. Das Wasser tropft frei auf das darunter liegende Dach ab. Ebenso wird bei Laternendächern in der Regel eine Rinne nicht erforderlich. Der Überstand des Laternendaches ist, wenn die senkrechte Wand ab Fig. 311 vor Schlagregen geschützt werden soll, so zu bemessen, daß der Winkel α etwa 45° wird. —

Fig. 311.

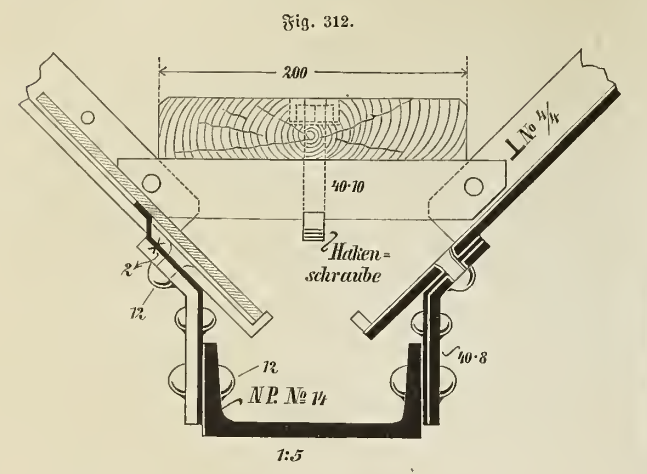


Befindet sich längs der Traufe eine Rinne, so ist diese nach den im Kap. 11, § 6 u. 7 gegebenen Regeln auszubilden. Hierbei, sowie bei den Abschlußblechen ist vor allem auf eine ungehinderte Längenausdehnung zu achten. (Einzelheiten sind in den weiterhin folgenden Beispielen vorgeführt.) — Die Rinne (aus Zinkblech Nr. 13 oder 14) wird auf Rinneneisen gelagert, welche mit den Fußpfetten verbunden werden. Der Überstand der Glastafeln über die dem Dach zugekehrte Rinnenwand ist in der Dachfläche gemessen auf etwa 4 cm anzunehmen.

Bei den sägeförmigen Oberlichtern und den Kehlen stehen sich zwei Fußpfetten gegenüber, deren lichter Abstand zweckmäßig mindestens 10 cm, besser 15—20 cm groß zu machen ist. Den Überstand der Glastafeln über die Fußpfette kann man hier der geschützten Lage halber auf $2^1/_2$—3 cm beschränken, so daß bei der kleinsten Lichtweite von 10 cm noch ein Zwischenraum von 4—5 cm zwischen den Glastafeln verbleibt, welcher für die Reinigung notwendig ist. In den durch die Fußpfetten gebildeten Kasten wird in der Regel eine Zinkrinne eingehängt. Besser ist es jedoch nach Fig. 312 zu den Fußpfetten ⊔-Eisen zu verwenden, deren senkrechte Flanschen durch angenietete 3 mm starke Eisenbleche verlängert werden. Letztere können dann Ausschnitte für die Sprossen erhalten, so daß sowohl die seitlichen Dichtungsbleche, als auch, wenn der Kasten gut gestrichen, oder besser verzinkt wird, die Zinkrinnen ganz gespart werden können. Dieses ist weniger im Hinblick auf die Kostenersparnis, als namentlich mit Rücksicht auf die bei solchen Dächern sehr erschwerte Unterhaltung der Rinnen dringend zu wünschen. Die Anord-

nung einer Laufbohle über derartigen Rinnen ist mit Rücksicht auf die Auswechslung der Glastafeln und auf Schneeräumungsarbeiten nicht gut zu entbehren.

Fig. 312.



Beispiele:

11) Taf. 52, Fig. 4.

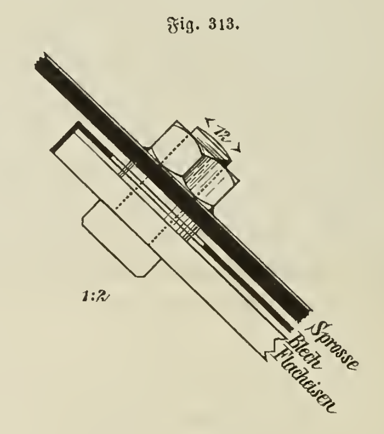
Die Rinnensprossen sind mit seitlichen Winkellaschen auf der ⅂-förmigen Fußpfette befestigt. Zwischen den Rinnensprossen sind 50.8 mm starke verzinkte Rinneneisen auf den oberen Flansch der Fußpfette aufgeschraubt. Die Rinne besteht aus Zinkblech Nr. 14 und ist an der Innenseite bis unter die Glasfläche hochgeführt. An den Rinnensprossen erhält das senkrechte Blech einen entsprechenden Ausschnitt. Das Abgleiten der Tafeln wird durch ein 2 mm starkes verzinktes Eisenblech verhindert, dessen untere Hälfte auf den oberen Schenkeln der Rinnensprossen aufgenietet und dessen obere Hälfte in Federform gebogen ist. Eine besondere Befestigungsfeder zum Niederhalten der Glasplatten ist hierdurch an dieser Stelle entbehrlich geworden. Zwischen den Glastafeln ist das Blech eingeschnitten und der eingeschnittene Teil nach unten gebogen, wodurch der Abstand der Glastafeln gewahrt wird.

12) Taf. 29, Fig. 3. Sägedach.

Die ⊥-Sprossen sind auf gebogenen (mit den aus zwei ∟-Eisen gebildeten Fußpfetten vernieteten) Flacheisen mittels Schrauben befestigt, für welche der erforderliche Raum durch Abhauen des senkrechten Steges am unteren Ende gewonnen wurde. Somit werden die Glastafeln durch die Schraubenmuttern nicht behindert. Der horizontale Flansch ist am unteren Ende aufgebogen und verhütet das Abgleiten der Tafeln. Eine Rinne aus Zinkblech Nr. 13, welche nach der Form des Hallenbogens (vgl. Taf. 28) gebogen werden muß, sorgt für Abführung des Wassers. Dieselbe muß eingebracht sein, bevor die Sprosseneisen aufgeschraubt werden. Dieser für die Ausführung und Unterhaltung sehr unbequeme Umstand spricht für Bevorzugung der in Fig. 312 angegebenen Anordnung. — Der Zwischenraum zwischen dem oberen Rand der Rinne und dem Glase wird durch Deckbleche gedichtet. Die Stege der gegenüberliegenden Sprosseneisen sind mit Flacheisen verbunden, auf welchen die Laufbohlen aufliegen.

Wenn die ⊥-förmigen Sprossen wie im vorliegenden Beispiel an den Fußpfetten befestigt sind und Abschlußbleche angewendet werden sollen, so ist es am einfachsten diese Bleche, wie aus Fig. 313 ersichtlich, zwischen ⊥-Sprosse und dem die Befestigung auf der Fußpfette bewirkenden Flacheisen anzubringen. Damit jedoch dem Blech die freie Beweglichkeit gewahrt bleibt, werden zwischen dem Sprossen- und dem Flacheisen Ringe eingelegt, welche einen Spielraum von etwa 5 mm zwischen beiden Eisen schaffen. Das

Fig. 313.



Blech wird dann an den betreffenden Stellen so weit ausgeschnitten, daß genügender Spielraum zur Längenausdehnung vorhanden ist.

13) Taf. 49, Fig. 2 a und b. Sägedach.

Der Fall unterscheidet sich von dem vorigen dadurch, daß die ⊥-Sprossen mit Schweißrinnen aus Zinkblech umhüllt sind, welche zwischen Sprosse und Fußpfette durchgeführt werden müssen. Die Befestigung der Sprossen ist mittels Winkellaschen und versenkten Nieten bewirkt worden. Das Abgleiten der Tafeln wird durch Blechhaken, welche an den Sprossensteg angeschraubt sind, verhindert. Über das Einbringen der Rinne gilt das unter 12 gesagte.

14) Taf. 50, Fig. 2 a und b. Sägedach.

Art und Befestigung der Sprossen wie bei dem vorigen Beispiel. Die Fußpfette wird wie bei Beispiel 12 durch zwei Winkeleisen gebildet. Außer der Rinne sind noch Abschlußbleche vorhanden. Dieselben umfassen am oberen Ende ein zu diesem Zwecke angeordnetes durchlaufendes Flacheisen, welches behufs Durchführung der Schweißrinnen an den betreffenden Stellen ausgebogen ist (Fig. 2 b). Am unteren Ende ist das Abschlußblech mit der Rinne verfalzt. Diese Verfalzung läßt sich jedoch nur bei gerader, nicht bei gebogener Dachform ausführen. Die Rinne muß vor Auf-

bringen der Sprossen, das Abschlußblech vor Eindeckung des Glases eingebracht werden. Die Anordnung ist daher nur da zu empfehlen, wo eine besonders zuverlässige Dichtung verlangt wird. Besser würde auch hier eine Ausbildung nach Fig. 312 gewesen sein.

15) Taf. 52, Fig. 5. Sägedach.

Die breite Rinne wird durch ⌉⌊-Eisen mit untergenietetem Flacheisen gebildet. Die Befestigung der Rinnensprossen und die Vorrichtung zum Festhalten der Glastafeln erfolgt in gleicher Weise wie bei Beispiel 11. Gleichzeitig mit den Federblechen sind eiserne Bügel auf den Sprossen festgeschraubt, welche die Laufbohle tragen. Die Wände der Zinkrinne sind bis unter die Glasfläche hochgeführt. Die Rinne, deren Einbringen wieder vor den Sprosseneisen erfolgen muß, konnte entbehrt werden, wenn die senkrechten Bleche (verzinkte Eisenbleche) mit den Stegen der ⌉⌊-Eisen vernietet und die Fußpfetten verzinkt wurden.

§ 7.

Anschluß der Glasdächer an andere Bauteile, Giebelabschlüsse und sonstige Nebenanlagen.

Bei Pultdächern kommen vielfach Anschlüsse des oberen Teils an senkrechte Mauern vor. Man führt in diesem Falle das Sprosseneisen nur bis an die Mauer heran und schließt die Fuge zwischen Glas und Mauer durch ein Dichtungsblech (Zinkblech Nr. 14, oder verzinktes Eisenblech 1 mm stark), welches mit dem oberen Ende entweder in eine Mauerfuge eingreift (Fig. 314), oder besser an einem an der Mauer entlang laufenden Winkeleisen befestigt wird (Fig. 315).

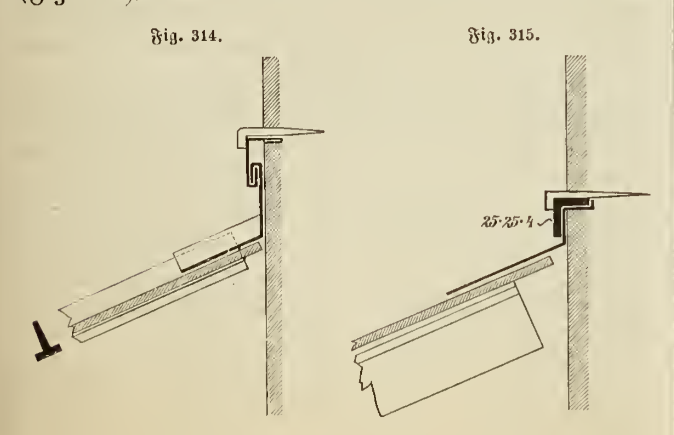
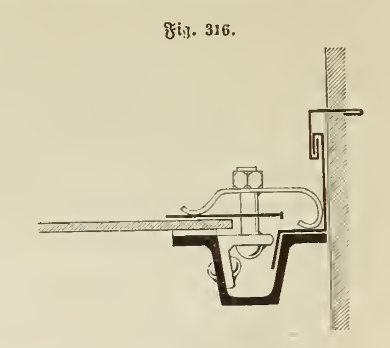


Fig. 314. Fig. 315.

Wird ein Glasdach seitlich durch eine höher aufgeführte Mauer abgeschlossen, so wird entlang der Mauer eine Endsprosse angeordnet. Die Fuge zwischen Sprosse und Mauer wird in gleicher Weise, wie vor beschrieben, durch ein Blech gedichtet.

Bei Rinnensprossen kann die Feder, welche alsdann zweckmäßig etwas anders gestaltet wird, zum Festhalten des Dichtungsbleches benutzt werden (Fig. 316).

Fig. 316.



Ist ein und dieselbe Dachfläche zum Teil mit Glas, zum Teil mit anderem Material (meist kommt hierbei Wellblech in Frage) gedeckt, so ist der Anschluß stets so zu bewirken, daß die höher liegende Dachdeckung die tiefer liegende überdeckt. Diese Überdeckung wird in der Weise erzielt, daß man den höher liegenden Dachteil am unteren Ende um das erforderliche Maß hebt. Es kann dies dadurch geschehen, daß entweder an dieser Stelle eine höhere Pfette verwendet, oder die Pfette höher gelagert wird. Die Dachfläche des tiefer liegenden Teiles ruht dann auf dem Unterflansch der Pfette, oder ist am Steg derselben befestigt, während die obere Dachfläche auf dem Oberflansch der Pfette aufliegt.

Statt der Pfette ein höheres Profil zu geben, kann man dieselbe auch durch aufgelegte L- oder ⊏-Eisen auffüttern (Taf. 50, Fig. 5). — Falls die Querfugen der Anschlußstelle klein sind und genügend von dem Deckungsmaterial überragt werden, ist ein Eindringen von Schnee und Schlagregen in die wagerechte Fuge nicht zu fürchten, andernfalls ist die Fuge bei Glas durch Kitt, bei anderem Material durch ein Dichtungsblech, im Bedarfsfall noch durch eine innen an der Pfette entlang laufende Schweißrinne zu schützen.

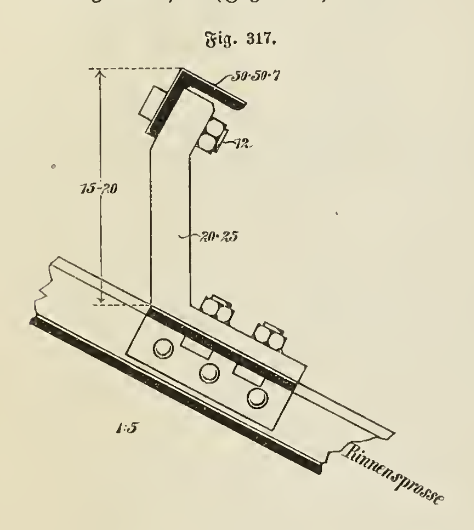
Der seitliche Anschluß verschieden gedeckter Teile einer Dachfläche wird in ähnlicher Weise wie der Anschluß an lotrechte Mauern bewirkt (Taf. 49, Fig. 3b).

Bei den über die Dachfläche herausgebauten sattelförmigen Oberlichtern wird, falls sie nicht an senkrechte Mauern anschließen, ein Abschluß des Giebels erforderlich. Derselbe wird entweder mit glattem oder gewelltem Eisenblech nach Art der Fig. 5a/b, Taf. 56, oder auch, falls die Lichtquelle vermehrt werden soll, mit Glasplatten bewirkt (Taf. 29). Im erstern Falle ist der Giebel durch L- oder ⊏-Eisen in Fache zu zerlegen, deren Größe der Tragfähigkeit des Bleches entspricht. Bei Verglasung des Giebels ist ein der Größe der Glastafeln entsprechendes Gerippe von Sprosseneisen zu bilden. — Man kann den senkrechten Giebel auch mittels gewöhnlicher eiserner Fenster (vgl. Kap. 15, § 2) schließen. —

Da ein Betreten der Glasflächen gefährlich ist und

Bruch verursachen kann, so sind Einrichtungen zu treffen, welche eine leichte Überwachung des Glasdaches und die Anbringung der nötigen Rüstungen bei Ausbesserungsarbeiten ermöglichen. Bei kleinen Oberlichtern genügt es, wenn dieselben ringsum begangen werden können. Bei den sägeförmigen Oberlichtern ist eine Laufbohle an der Giebelseite entlang und über den Rinnen anzubringen. Bei größeren Dachflächen werden zur Befestigung von Leitern und Bohlen in angemessenen Abständen (1,5—2 m) wagerechte Eisenstangen angebracht, welche auf eisernen an den Sprosseneisen befestigten Stangen ruhen (Fig. 317).

Fig. 317.



Befindet sich das Glasdach über einem Raum, in welchem durch das Herabfallen zerbrochener Glastafeln Schaden angerichtet werden kann, so ist dieses durch unter der Glasdecke gespannte Drahtnetze zu verhüten. Die Drahtnetze erhalten etwa 5 cm Maschenweite und werden zwischen Rahmen aus 1 cm starken Rundeisen, oder Winkeleisen eingespannt. Letztere werden an den Pfetten befestigt.

§ 8.

Berechnung zeltdachförmiger Oberlichter.

In den §§ 2 und 3 ist die Berechnung der Glasstärke und der Sprosseneisen ausführlich dargelegt worden. Die Berechnung der Pfetten und der übrigen Teile des eisernen Dachstuhles erfolgt nach den im 12. Kapitel aufzustellenden Regeln. Wir geben an dieser Stelle nur die Berechnung einer häufig vorkommenden Anordnung des Oberlichtes, wobei dasselbe als Zeltdach, oder als abgewalmtes Satteldach aus einer flacheren Dachfläche (meist Holzzementdach) herausgebaut ist, um die nötige Dachneigung für die Glasdecke zu erzielen. Das Dach wird in diesem Falle stets freitragend, d. h. nach Art der Zelt- und Kuppeldächer ohne Mittelstütze konstruirt. Zur Darstellung wählen wir ein bestimmtes Beispiel und zwar das auf Taf. 23 und 24 (Fig. 4, 7 und 8) dargestellte Oberlicht. Über dem länglichen Saalraum befindet sich hier ein langgestrecktes inneres Oberlicht von 7,5 m Breite und 24 m Länge. Da das Holzzementdach aus gewissen in der Anordnung des Gebäudes liegenden Rücksichten nur einseitig geneigt ist, so war es unthunlich, das äußere Oberlicht gleichfalls in der ganzen Länge des inneren Oberlichtes aus dem Dache heraustreten zu lassen, da sonst das an der oberen Langseite des Oberlichtes sich sammelnde Wasser keinen genügenden Abfluß gefunden hätte. Von der Anordnung sägeförmiger Oberlichter wurde Abstand genommen, weil bei Schneefall eine erhebliche Verdunkelung zu befürchten war und weil außerdem der Anschluß der zahlreichen kleinen Rinnen an das Holzzementdach große Schwierigkeiten verursacht hätte. Es wurden deshalb drei zeltdachförmige Oberlichter neben einander angeordnet, zwischen welchen in einem 0,5 m breiten Zwischenraum das Holzzementdach ohne Unterbrechung durchgeführt wurde. Letzteres hat zwischen den Oberlichtern die Gestalt einer breiten Rinne, welche als Holzkasten ausgebildet, mit Zinkrinne ausgefüttert und an den eisernen Fußpfetten der Oberlichter aufgehängt ist.

Jedes Oberlicht baut sich auf einem rechteckigen Rahmen aus ⌈-Eisen auf, welcher auf den Sparren des Holzzementdaches lagert. Auf die vier Ecken des eisernen Rahmens stützen sich die I-förmigen Gratsparren, welche in einer Spitze zusammenlaufen. Zwischen je zwei Gratsparren befindet sich eine Mittelpfette und auf dieser und auf dem eisernen Rahmen ruhen die Rinnensprossen, welche außerdem mit dem oberen Ende an den Gratsparren befestigt sind.

Die Achse des Zeltdaches wurde senkrecht zur Dachfläche angenommen, um die Ausführung möglichst zu vereinfachen. Somit haben die Zeltdachflächen zwar gleiche Neigung zur Achse des Zeltdaches, aber ungleiche Neigung zur Horizontalen. Die Dachneigung wurde zu 1 : 1,4 angenommen, um das Abgleiten des Schnees zu ermöglichen.

Der Grundriß der Pyramide des Zeltdaches ist ein Rechteck von 7,5 m Länge und 7 m Breite. Zur Vereinfachung der Rechnung wird statt dessen ein Quadrat von 7,5 m Seite zu Grunde gelegt und die Achse des Zeltdaches lotrecht angenommen. Hierbei ergeben sich die in Fig. 318 eingeschriebenen Abmessungen. — Das Glasdach soll mit $4^1/_2$ cm dickem geblasenem Rohglas eingedeckt werden.

Sprossen. Nach der zu Gleichung (4) gehörigen Tabelle, S. 187, ergibt sich der größte zulässige Sprossenabstand

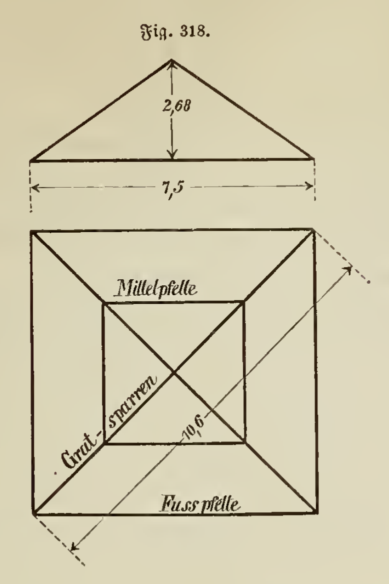
$$a = \frac{0{,}43 + 0{,}54}{2} = \text{rund } 0{,}5 \text{ m}.$$

Nach Gleichung (5), S. 189

W des Sprosseneisens $= 2{,}2 \,.\, 0{,}5 \,.\, 2{,}3^2 = 5{,}8.$

Mithin ist Profil Nr. 2 der Tabelle S. 188 ausreichend, besser ist aus praktischen Gründen Profil Nr. 3.

Fig. 318.



Die **Mittelpfette** hat eine freie Länge von 3,75 m. Nach S. 189 ist die Last für das qm Dachfläche senkrecht zur Dachfläche wirkend = 156 kg, mithin entfällt auf das m Pfette

$$p = 156 \,.\, 2{,}3 \text{ (Sprossenlänge)} = 359 \text{ kg},$$

wenn die Verkürzung der Sprossen auf der oberen Seite infolge der dreieckigen Form der Dachfläche, sowie auch das Eigengewicht der Pfette vernachlässigt wird. Dann ist das erforderliche Widerstandsmoment der Pfette

$$W = \frac{359 \,.\, 3{,}75^2}{64} = 79.$$

Gewählt werden zwei ⊏-Eisen Nr. 10, deren

$$W = 2 \,.\, 41 = 82.$$

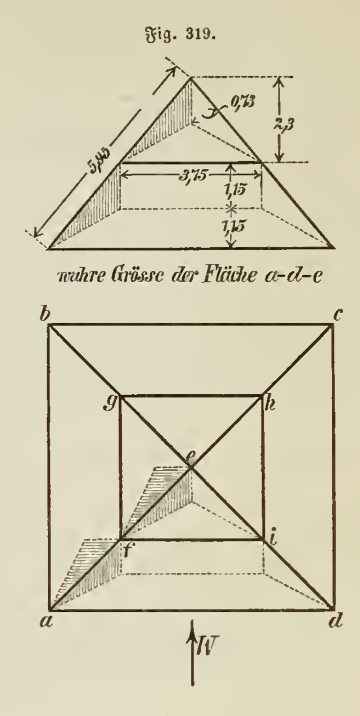
Ein Abzug für die Befestigungsniete der Rinnensprossen braucht nicht gemacht zu werden, da die Niete im gedrückten Gurt sitzen. —

Auf den **Gratsparren** entfällt der Auflagerdruck der Mittelpfette und die Last der in Fig. 319 schraffirten Teile der Dachfläche.

Der Gratsparren wird am ungünstigsten beansprucht, wenn die Schneelast, welche sicherheitshalber bei diesem Grenzfall noch voll in Rechnung gezogen wird, gleichmäßig verteilt wirkt, und der Wind im Grundriß senkrecht zu einer der beiden anschließenden Dachflächen, beispielsweise bei Sparren a-e senkrecht gegen Fläche a e d, gerichtet ist.

Es beträgt die Last für das qm Dachfläche senkrecht zur letzteren (die Seitenkraft in der Dachfläche kann vernachlässigt werden, da sie durch die Sprosseneisen auf die Fußpfette übertragen wird) nach obigem q = 156 kg aus Schnee, Eigengewicht und Winddruck. Mit Rücksicht auf das Eigengewicht der Pfette und des Gratsparrens, welches bisher vernachlässigt wurde, setzen wir hierfür rund q_1 = 160 kg. — Ohne den Winddruck beträgt die Dachlast = 160 — 120 . sin 45°, dafür rund q_2 = 75 kg.

Fig. 319.



Es beträgt nun der Auflagerdruck A der Pfette f-i in Punkt f $= 160 \frac{3}{4} 1{,}15 \,.\, 3{,}75 = 518$ kg, derjenige der Pfette g-f:

$$B = 75 \frac{3}{4} 1{,}15 \,.\, 3{,}75 = 242 \text{ kg}.$$

Zerlegen wir beide in eine wagerechte und eine senkrechte Seitenkraft (Fig. 320), so ist:

Fig. 320.

$$A_h = 518 \,.\, \sin 35 = 297$$
$$A_s = 518 \,.\, \cos 35 = 425$$
$$B_h = 242 \,.\, \sin 35 = 139$$
$$B_s = 242 \,.\, \cos 35 = 198.$$

Die senkrechten Kräfte vereinigen sich zu

$$S = A_s + B_s = 425 + 198 = 623 \text{ kg.}$$

Die wagerechten Kräfte sind nochmals im Grundriß in eine in der Richtung des Gratsparrens und eine dazu senkrecht wirkende Seitenkraft zu zerlegen (Fig. 320) und zwar ist bei der quadratischen Grundrißfigur:

$$A_{h_1} = A_{h_2} = A_h \,.\, \sin 45 = 297 \,.\, 0{,}707 = 210 \text{ kg}$$

$$B_{h_1} = B_{h_2} = 139 \,.\, 0{,}707 = 99 \text{ kg.}$$

Es bleibt mithin von den wagerechten Kräften im Punkt f wirkend:

a) Senkrecht zur Symmetrieebene des Gratsparrens:

$$H_s = A_{h_1} - B_{h_1} = 210 - 99 = 111 \text{ kg.}$$

Von der Kraft H_s wird die Hälfte durch die Pfette nach dem gegenüberliegenden durch Winddruck nicht belasteten Gratsparren übertragen und von letzterem aufgenommen, so daß für den Gratsparren a-e nur $H_s = 55$ kg zu berücksichtigen ist.

b) In Richtung der Symmetrieebene:

$$H_r = A_{h_2} + B_{h_2} = 210 + 99 = 309 \text{ kg.}$$

In ähnlicher Weise, wie die Pfettendrucke, sind die unmittelbar auf die Gratsparren entfallenden Lasten der Dachflächen zu behandeln.

Der gesamte aus der Dachfläche a e d (Fig. 319) auf den Gratsparren entfallende Druck (der schraffirte Teil der Fläche) ist:

$$\frac{5{,}95 \,.\, 0{,}73}{2} \cdot 160 = 346 \text{ kg.}$$

Der Druck der Dachfläche a b e =

$$\frac{5{,}95 \,.\, 0{,}73}{2} \cdot 75 = 163 \text{ kg.}$$

Zur Vereinfachung wird angenommen, daß dieser Druck gleichmäßig auf den Gratsparren verteilt ist. Es beträgt dann die Last auf das m Sparren jedesmal senkrecht zur Dachfläche wirkend:

$$p_1 = \frac{346}{5{,}95} = 58 \text{ kg.}$$

$$p_2 = \frac{163}{5{,}95} = 27 \text{ kg.}$$

Hiervon die senkrechte Seitenkraft:

$$p_s = (58 + 27) \cos 35 = 70 \text{ kg.}$$

Die senkrecht zur Symmetrieachse wirkende wagerechte Kraft:

$$p_{hs} = (58 - 27) \sin 35 \,.\, \sin 45 = 13 \text{ kg.}$$

Die in der Richtung des Gratsparrens wirkende Kraft:

$$p_r = (58 + 27) \sin 35 \,.\, \sin 45 = 34 \text{ kg.}$$

Die auf den Gratsparren wirkenden Biegungsmomente sind demnach (Fig. 321):

a) In der Symmetrieebene:

α) aus dem Pfettendruck:

$$M = \frac{S.5{,}3}{4} + \frac{H_r.2{,}68}{4} = \frac{623.5{,}3}{4} + \frac{309.2{,}68}{4} = 1032 \text{ kgm;}$$

β) aus gleichmäßig verteilter Last:

$$M = \frac{70 \,.\, 5{,}3^2}{8} + \frac{34 \,.\, 2{,}68^2}{8} = 277 \text{ kgm.}$$

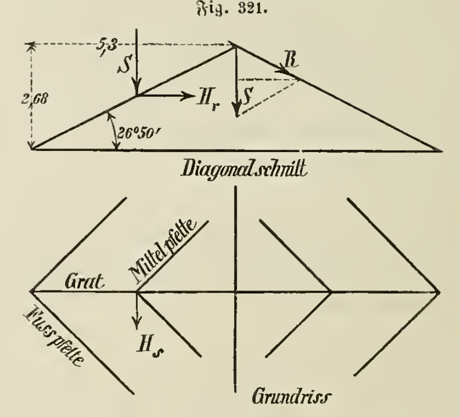
Gesamtmoment in der Symmetrieebene:

$$M_v = 1032 + 277 = 1309 \text{ kgm} = 130\,900 \text{ kgcm.}$$

b) Senkrecht zur Symmetrieebene:

$$M_h = \frac{55 \,.\, 5{,}95}{4} + \frac{13 \,.\, 5{,}95^2}{8} = 140 \text{ kgm} = 14000 \text{ kgcm.}$$

Fig. 321.



Außer den Biegungsspannungen haben die Gratsparren noch Fachwerkspannungen aufzunehmen, welche zwar im Verhältnis zur Biegung gering sind und in der Regel vernachlässigt werden können, welche hier aber der Vollständigkeit halber berechnet werden mögen:

Hierbei nehmen wir zur Vereinfachung den Wind auf alle Dachflächen gleichmäßig wirkend an, wodurch etwas ungünstiger als in Wirklichkeit gerechnet wird. Die Last für das qm Dachfläche betrug wie oben ermittelt einschließl. Wind = 160 kg senkrecht zur Dachfläche. Von jeder Dachfläche entfällt 1/3 der Last auf die Spitze des Zeltdaches, mithin

$$P = \frac{160}{3} \, 7{,}5 \,.\, \frac{4{,}6}{2} = 920 \text{ kg.}$$

Diese Kraft ist senkrecht zur Dachfläche gerichtet, die lotrechte Seitenkraft beträgt demnach

$$S = P \,.\, \cos 35 = 920 \,.\, 0{,}82 = 755.$$

Die wagerechten Seitenkräfte der vier Dachflächen heben sich gegenseitig auf. Je zwei sich kreuzende Gratsparrenpaare haben mithin eine senkrechte Last von 2 . 755 = 1510 kg aufzunehmen, welche wie aus Fig. 321 ersichtlich nach den Sparrenrichtungen zerlegt werden muß und zwar ist der in der Achse des Gratsparrens wirkende Druck

$$R = \frac{1510}{2 \sin 26^0 50'} = \text{rund } 1670 \text{ kg.}$$

Es wird ein I-förmiger Querschnitt des Gratsparrens gewählt und zwar genügt Normalprofil Nr. 22, wenn eine Beanspruchung = 900 kg f. d. qcm zugelassen wird.

Nach Tabelle 10 ist das Widerstandsmoment in der Symmetrieachse des Gratsparrens

$$W_x = 281,$$

dasjenige in der senkrecht dazu liegenden Biegungsebene

$$W_y = 39{,}2,$$

die Querschnittsfläche f = 39,8, mithin die größte Beanspruchung:

$$k = \frac{M_v}{W_y} + \frac{M_h}{W_x} + \frac{R}{f} = \frac{130\,900}{281} + \frac{14\,000}{39{,}2} + \frac{1670}{39{,}8}$$
$$= 864 \text{ kg f. d. qcm.}$$

Unter Vernachlässigung der Fachwerkspannungen würde kein anderes Ergebnis erzielt worden sein, da das nächst niedrige Profil Nr. 21 auch dann nicht genügt hätte. Schließlich kann die Fachwerkspannung um so mehr außer Berücksichtigung bleiben, als zum Teil jedenfalls die seitliche Ausbiegung des Gratsparrens durch die daran befestigten Sprosseneisen verhindert wird und demnach der Gratsparren überschüssige Stärke besitzt. —

Bei Berechnung der Fußpfette sehen wir, um die Dachpfetten nicht zu sehr zu belasten, von der Unterstützung durch die Holzsparren ganz ab, nehmen vielmehr an, daß das Oberlicht nur an den Ecken unterstützt ist. Der Einfachheit halber nehmen wir ferner sowohl den Winddruck, als auch Eigengewicht und Schnee, lotrecht wirkend an. Die horizontale Seitenkraft des Windes kann nämlich vernachlässigt werden, da dieser die oben bei Berechnung des Gratsparrens außer acht gelassenen in der Dachfläche wirkenden Seitenkräfte entgegenwirken, beziehungsweise eine horizontale Ausbiegung der Fußpfette durch die Sprosseneisen verhindert wird. Außerdem wirkt einer horizontalen Ausbiegung noch die Befestigung des unteren Flansches der Fußpfette auf den hölzernen Sparren, sowie die durch die Rinne zwischen je zwei mittleren Fußpfetten gebildete Aussteifung entgegen. Würde die Fußpfette dagegen nicht unmittelbar auf der Dachfläche ruhen, sondern durch eine senkrechte Wand von letzterer geschieden sein, so könnte aus dem oben angeführten Grunde wohl die Horizontalwirkung des auf die Dachfläche, nicht aber die Horizontalwirkung des auf die Wand entfallenden Winddruckes vernachlässigt werden. Die Fußpfette ist dann als oberes Rähm einer Fachwand anzusehen und nach S. 163 zu berechnen.

Auf die Fußpfette wirkt im vorliegenden Fall der aus Fig. 319 ersichtliche Teil der Dachfläche. Wir sehen von der Trapezform ab und setzen die laufende Belastung

$$p = 1{,}15 \cdot 160 = 184 \text{ kg f. d. m,}$$

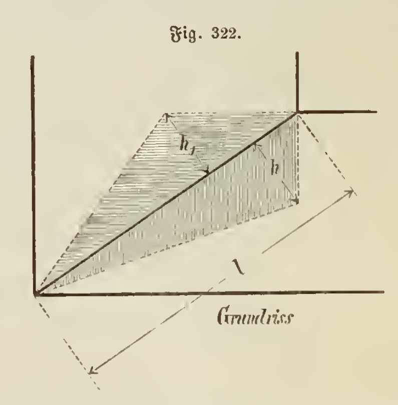
welche lotrecht wirkend angenommen wird. Mithin erforderlich

$$W = \frac{184 \cdot 7{,}5^2}{72} = 144.$$

Unter Vernachlässigung der unerheblichen Fachwerkspannungen genügt demnach Normalprofil [-Eisen Nr. 18, dessen W = 152. Es wurde jedoch ein höheres Profil [-Eisen Nr. 22 gewählt, um eine größere Erhebung des Oberlichtes aus der Dachfläche und damit bessere Dichtung des oberen Dachanschlusses zu erzielen. — —

Die gegebene Berechnungsweise der Gratsparren ist etwas umständlich. Für die meist vorkommenden kleineren Oberlichter ohne Mittelpfette genügt mit Rücksicht darauf, daß der Gratsparren gegen seitliches Ausbiegen durch die Sprosseneisen versteift wird, ein einfacheres Näherungsverfahren. Man kann hier sämtliche Dachflächen gleichmäßig durch Winddruck belastet ansehen und letzteren sowohl wie auch Schnee und Eigengewicht lotrecht wirkend annehmen. Die Gesamtlast ist hierbei für das qm Grundfläche zu 200 kg einzusetzen. Ist h' (im Grundriß gemessen) die Summe der Höhen (h_1 + h) der auf den Gratsparren wirkenden Lastdreiecke (in Fig. 322 schraffirt), so ist mithin die statt dessen anzunehmende

Fig. 322.



gleichmäßig verteilt wirkende Last für das m Gratsparren

$$p = 200 \cdot \frac{h'}{2}$$

und das Biegungsmoment

$$M = \frac{p \cdot l^2}{8} = 12{,}5\, h'\, l^2 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (6)$$

wobei l ebenso wie h im Grundriß zu messen ist. Man hat dann nur darauf zu sehen, daß ein Querschnitt für den Gratsparren gewählt wird, welcher auch einige Steifigkeit in seitlicher Richtung besitzt, um für die Praxis vollkommen genügende Ergebnisse zu erhalten.

Beispiel: Ein satteIförmiges abgewalmtes Oberlicht habe die aus Fig. 323 ersichtliche Gestalt und Größe.

1. Fachwerkspannungen.

Auf den Firstpunkt f entfällt die Last der in Fig. 323 b schraffirten Dachfläche g h i k, mithin

$$P = 1{,}8 \cdot 1{,}8 \cdot 200 = 650 \text{ kg.}$$

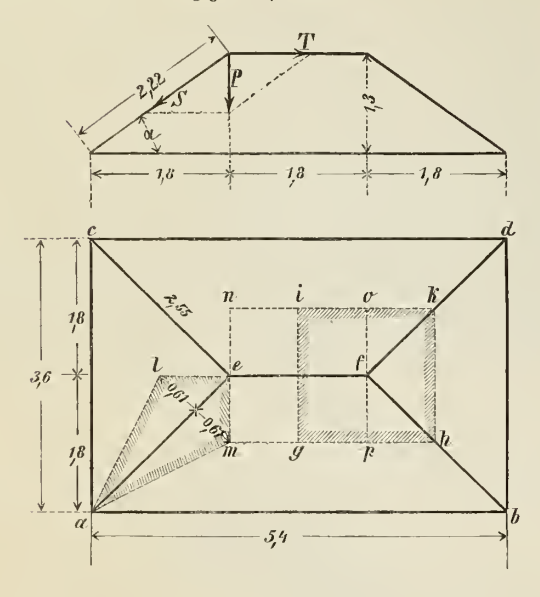
Dieselbe zerlegt sich nach Fig. 323 a zunächst in die im First wirkende Seitenkraft

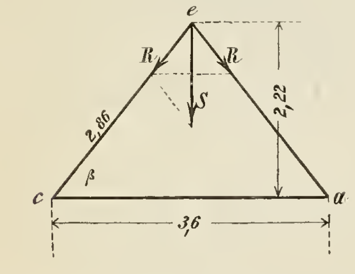
$$T = \frac{650}{\operatorname{tg} \alpha} = \frac{650 \,.\, 1{,}8}{1{,}3} = 900 \text{ kg Druck}$$

und in die in der Dachfläche a b c wirkende Seitenkraft

$$S = \frac{650}{\sin \alpha} = \frac{650 \,.\, 2{,}22}{1{,}3} = 1110 \text{ kg Druck.}$$

Fig. 323a, b und c.





Letztere zerlegt sich nach Fig. 323c in die Richtungen der Gratsparren und zwar beträgt die in jedem Gratsparren wirkende Druckspannung:

$$R = \frac{S}{2 \,.\, \sin \beta} = \frac{1110 \,.\, 2{,}86}{2 \,.\, 2{,}22} = 715 \text{ kg.}$$

2. Biegungsspannungen.

Auf die Firstpfette wirkt die Last

$$p = 1{,}8 \,.\, 200 = 360 \text{ kg f. d. m.}$$

Mithin Biegungsmoment

$$M = \frac{360 \,.\, 1{,}8^2}{8} = 146 \text{ kgm.}$$

Auf den Gratsparren wirkt die Last

$$p = 200 \, \frac{2 \,.\, 0{,}61}{2} = 122$$

$$\text{Moment } M = \frac{122 \,.\, 2{,}55^2}{8} = 99 \text{ kgm.}$$

3. Querschnittsbestimmung.

a. Firstpfette.

Gewählt wird ⊥-Eisen Nr. 12/6, dessen

$$f = 17{,}0; \; W = 24{,}2.$$

Mithin größte Beanspruchung:

$$k = \frac{900}{17} + \frac{14\,600}{24{,}2} = 656 \text{ kg f. d. qcm.}$$

Es bleibt noch die Knickfestigkeit auf Ausbiegen in horizontaler Richtung zu untersuchen:

Erforderlich (nach Gleichung (8), S. 34):

$$J = 2{,}5 \,.\, 0{,}9 \,.\, 1{,}8^2 = 7{,}3.$$

Vorhanden (Tab. 14, Spalte 10):

$$J = 43{,}2.$$

Sind Sprossen vorhanden, so verhindern übrigens diese bereits das Ausknicken in horizontaler Richtung.

b. Gratsparren.

Es wird aus praktischen Gründen das gleiche Profil gewählt.

Beanspruchung: $k = \frac{715}{17} + \frac{9900}{24{,}2} = 451.$

Erforderliches $J = 2{,}5 \,.\, 0{,}715 \,.\, 2{,}55^2 = 11{,}6.$

Vorhanden $J = 43{,}2.$

Elftes Kapitel.

Metalldeckungen. Dachrinnen.

§ 1.

Übersicht über die verschiedenen Arten der Metalldeckung.

Die Vorteile der Metalldeckungen gegenüber den übrigen Eindeckungsarten bestehen in der Möglichkeit größere zusammenhängende Flächen ohne Fugen herstellen zu können, ferner in der größeren Feuersicherheit und der selteneren Veranlassung zur Vornahme von Ausbesserungen. Hierzu kommt, daß die Dachneigung nur geringen Einfluß auf die Güte der Deckung ausübt, es also möglich ist sowohl nahezu wagerechte, als auch ganz steile Dachflächen mit gleichem Material einzudecken. Schließlich ermöglicht die große Bildungsfähigkeit des Metalls eine sichere und leichte Eindeckung der Firste, Kehle und Grate sowie einen bequemen Anschluß an Oberlichter und andere Bauteile, auch ist das Eigengewicht geringer, als bei anderen gleichartigen Deckungsarten, was eine Herabminderung der Kosten gegenüber den letztgenannten Dächern zur Folge hat. —

Als Nachteile der Metalldächer sind die gute Wärmeleitung des Materials und das bei Regen entstehende Geräusch zu bezeichnen. Beide Mängel lassen das Material zur unmittelbaren Überdeckung von Wohnräumen nur dann brauchbar erscheinen, wenn eine Zwischendecke, u. U. auch nur eine einfache Holzschalung, unter der Metalldecke angebracht wird.

Die bei Dachdeckungen in Frage kommenden Metalle sind Zink, Eisen, Kupfer und Blei. Das Zinkblech besitzt gegenüber dem Eisenblech eine größere Widerstandsfähigkeit gegen die Einflüsse der Witterung und dementsprechend größere Dauer, während das Eisenblech die Vorteile größerer Wohlfeilheit, einer erheblich größeren Tragfähigkeit und einer geringeren Formänderung bei Temperaturunterschieden besitzt.

Seit es neuerdings gelungen ist dem Eisen in praktisch anwendbarer Weise einen vor Rost ausgezeichnet schützenden Überzug durch Verzinken zu verleihen, überwiegen die Vorzüge des Eisenbleches die des Zinkbleches dermaßen, daß bei Dachdeckungen unter gewöhnlichen Verhältnissen fast stets dem verzinkten Eisenblech der Vorzug vor Zinkblech gegeben wird. Nur in den Fällen, in welchen ein Angriff der Dachfläche durch Rauch und andere schädliche Gase in Frage kommt, oder auch wenn besonderer Wert auf lange Dauer des Deckungsmaterials trotz höherer Kosten gelegt wird, dürfte Zinkblech dem verzinkten Eisenblech vorzuziehen sein.

Noch seltener als Zink finden Kupfer und Blei bei Dachdeckungen Verwendung. Das Kupfer ist zwar ein vorzügliches Dachdeckungsmaterial, jedoch gestatten die hohen Kosten dessen Anwendung nur bei monumentalen Bauten. Ebenso ist Bleideckung ziemlich kostspielig. Auch steht das hohe Gewicht des Bleidaches und die leichte Schmelzbarkeit bei Feuersgefahr der Verwendung entgegen. Letztere beschränkt sich daher, abgesehen von Monumentalbauten auf die wenigen Fälle, bei welchen einem Angriff des Daches durch saure Gase begegnet werden soll. —

Die Formen, in welchen die genannten Metalle zur Dachdeckung verwendet werden, sind: glatte Tafelbleche, gewellte Bleche, Formbleche und Gußplatten. Mit Ausnahme der gewellten Bleche erfordern sämtliche Formen eine Holzschalung oder Lattung. Die gewellten Bleche bedürfen vermöge ihrer großen Tragfähigkeit keiner weiteren Unterstützung als der durch die Pfetten, welche in den der Tragfähigkeit entsprechenden Abständen angeordnet werden. Dieser Vorzug, verbunden mit der Fähigkeit einer sicheren und schnellen Abführung des Wassers, haben den gewellten Blechen in neuerer Zeit eine immer größere Verbreitung verschafft, während die Verwendung der übrigen Blechformen bei Dachdeckungen entsprechend in Abnahme gekommen ist. Die Verwendung der letzteren empfiehlt sich nur noch in solchen Fällen, in welchen eine Holzschalung mit Rücksicht auf gleichmäßige Temperatur ohnedies erforderlich wird, sowie auch bei Dächern, deren verwickelte Form ein Eindecken mit Wellblech sehr erschweren würde. — Von den oben genannten Metallen kommt nur das Zinkblech und das Eisenblech, in seltenen Fällen auch das Kupferblech, in gewelltem Zustand in den Handel. Blei ist mit Rücksicht auf die geringe Elastizität zur Herstellung von Wellenblech nicht geeignet.

Bezüglich der Art und Weise der Eindeckung haben die Dächer aus Tafelblech gewisse Ähnlichkeit mit den Pappdächern, die Dächer aus Formblechen und Gußplatten mit den Schiefer- und Ziegeldächern. — Bei allen Deckungsarten kommt es in erster Linie darauf an, die Größenänderungen der Metalltafeln infolge der Wärmeunterschiede zu ermöglichen, ohne daß hierdurch schädliche Spannungen entstehen, oder die Dichtigkeit des Daches beeinträchtigt wird. Am gefährlichsten ist in dieser Beziehung das Zink- und Bleiblech. — Ferner wird die Deckungsart durch die Lötfähigkeit des Materials beeinflußt. Zink, Blei und Kupfer können

durch Löten luft- und wasserdicht verbunden werden, Eisenblech, selbst verzinktes[1]), dagegen nicht. —

Die Konstruktion der Dächer aus geformten und gegossenen Platten ist von der Form dieser Platten abhängig.

In der Regel finden diese Deckungsmaterialien nur aus architektonischen Rücksichten (z. B. bei Mansardendächern) Verwendung. Bei der verhältnismäßigen Seltenheit dieser Ausführungen und der Mannigfaltigkeit der möglichen Formen und Deckungsarten müssen wir davon absehen, näher auf diesen Gegenstand einzugehen. Vorkommenden Falles geben die Werke, welche sich mit Herstellung derartiger Deckungsgegenstände befassen, am besten Auskunft.[2])

§ 2.

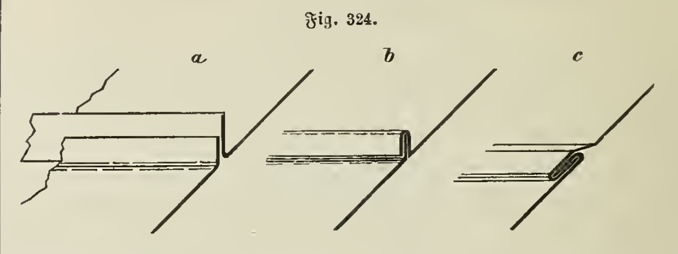
Dachdeckung mit ebenem Tafelblech.

a. Zinkblech.

Das ebene Zinkblech kommt in Tafeln von 65—100 cm Breite und etwa 200 cm Länge in den Handel. Die Stärke wird durch Nummern bezeichnet. Zu Dachdeckungen sind die Nummern 12—14 am gebräuchlichsten. Näheres ist in Tab. 22 (Anhang) enthalten.

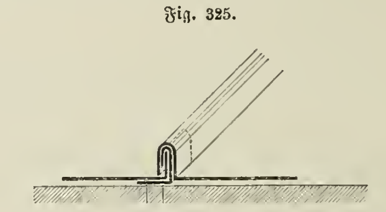
Bei der Deckung mit Zinkblech, welche stets auf Schalung erfolgt, kommt fast ausschließlich die große Ausdehnung des Zinks bei Temperaturerhöhung in Frage, welche nach Tabelle 2 über doppelt so groß ist, als bei Eisen. Die Deckung ist demnach so einzurichten, daß die den größten vorkommenden Temperaturunterschieden entsprechenden Größenänderungen der Tafeln ohne schädlichen Einfluß, d. h. ohne Beeinträchtigung der Wasserdichtigkeit, von statten gehen können. Würde die Wärmeausdehnung nicht zu berücksichtigen sein, so wäre die Deckung mit Zinkblech die denkbar einfachste, da dann die einzelnen Tafeln durch Verlöten an den Stößen zu einer großen zusammenhängenden Fläche verbunden werden könnten. In dieser Weise wurden denn auch die ältesten Eindeckungen mit Zinkblech bewerkstelligt; infolge der Temperatureinflüsse werden jedoch die Lötnäte bei solchen Dächern sehr bald zerstört, auch ist die Eindeckung zeitraubend und feuergefährlich. Diese Nachteile ließen das Verfahren bald mit einem anderen vertauschen, indem man anfing die Zinkbleche auf dieselbe Weise durch Falze zusammenzusetzen, wie man dies bei der älteren Kupferbedachung gewohnt war. Bei dieser Deckungsart wird jede Tafel an ihrem oberen Rande etwa 15 mm breit rechtwinkelig aufgebogen, die daranstoßende an ihrem unteren Rande ebenso behandelt, der aufstehende Rand aber etwa doppelt so breit gemacht als der der ersten Tafel (Fig. 324 a); darauf wird nach Fig. 324 b der zweite Rand über den ersten heruntergebogen und dann der ganze Falz auf die Fläche der Bleche niedergeschlagen (Fig. 324 c).

Fig. 324.



Auf diese Weise falzt man so viele Tafeln zusammen, daß Blechstreifen entstehen, die von der Traufe bis zum First reichen. Diese Arbeit geschieht in der Werkstätte. Die Streifen werden dann auf der Dachfläche selbst an ihren langen Seiten in ganz ähnlicher Weise miteinander verbunden, nur mit dem Unterschiede, daß die Falze nicht niedergeschlagen werden, sondern nach Fig. 325 sogenannte stehende Falze

Fig. 325.

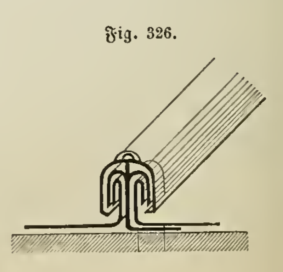


bilden. In diese Falze werden auf der Schalung aufgenagelte Haftbleche aus verzinktem Eisenblech eingefalzt, welche die Tafeln mit der Holzschalung verbinden.

Die besprochene Deckart mit Falzen bietet zwar den einzelnen Tafeln genügenden Spielraum, die Befestigung mit den in der Längsfuge befindlichen Haften erweist sich jedoch als nicht genügend sicher.

Bei der französischen Deckart mit Falzen ist dieser Übelstand zum Teil durch Anordnung von weiteren Haftern in den Querfugen (Taf. 53, Fig. 14 d und 7) und besserer Ausbildung der stehenden Haften in den Längsfugen (Fig. 326) beseitigt worden. Die stehenden Haften sind hier zweiarmig und mit einer durchlaufenden mittels Holzschrauben auf der Schalung befestigten Kappe überdeckt.

Fig. 326.



Eine noch bessere Befestigung wird durch die jetzt allgemein gebräuchliche Eindeckung auf Leisten erzielt. Die

1) Man kann zwar auch verzinktes Eisenblech löten, doch besitzt eine solche Lötung nur geringe Festigkeit.

2) Es liefern Zinkblechplatten: Gesellschaft für Bergbau und Zinkhüttenbetrieb, Vieille Montagne, Belgien. — Schlesische Aktiengesellschaft für Bergbau und Zinkhüttenbetrieb zu Lipine in Oberschlesien. — Dachpfannen aus Eisenblech: Jacob Hilgers, Rheinbrohl. — Arn. Georg, Neuwied. — Hermann Klehe, Hofblechner, Baden-Baden. — Hein, Lehmann & Co., Berlin. — C. F. Weithas Nachfolger, Leipzig. — Gußplatten: Eisenwerk Tangerhütte.

horizontalen Fugen werden hierbei ganz wie bei der vorbeschriebenen Deckungsart behandelt, während an Stelle der stehenden Haften der Längsfugen durchlaufende Leisten mit untergelegten Haftblechen treten. Im einzelnen ist die Art der Eindeckung auf Taf. 53 dargestellt.

Fig. 11 zeigt eine Blechtafel mit umgebogenen Rändern. In den oberen Rand greifen nach Fig. 10 die aus 1 mm starkem verzinktem Eisen gefertigten Haftbleche des liegenden Falzes. Letztere sind in Fig. 13 vergrößert gezeichnet. Jede Tafel erhält am oberen Ende zwei solcher Haften, welche auf der Schalung aufgenagelt werden. In den oberen Falz greift dann nach Fig. 14 d und 7 der untere Falz der nächst oberen Tafel. Die etwa 5 cm hohen Seitenränder werden nicht umgebogen, sondern lehnen sich gegen die Leisten, welche 4 zu 6 cm stark, nach unten etwas abgeschrägt und in den Kanten abgerundet sind (Fig. 5). Die Leisten laufen von der Traufe bis zum First durch und werden (bei Sparrendächern am besten über den Sparren) mittels Holzschrauben auf der Dachschalung befestigt. Unter die Leisten werden in 0,5 m Entfernung die in Fig. 12 abgebildeten Haftbleche aus verzinktem Eisenblech in der aus Fig. 8 ersichtlichen Weise geschoben, deren obere Ränder um die Seitenfalze der Blechtafeln umgebogen werden (Fig. 4) und so ein Abheben der Tafeln verhindern (Fig. 7). Die Leisten werden mit einer Zinkkappe (Fig. 5 und 7) überdeckt, welche um die Haften herumgreift.

Fig. 1 zeigt einen fertig eingedeckten First, und Fig. 2 eine Traufe mit der Rinne. In letzterer Figur sind die beiden Leisten a a ohne die Bedeckung durch die Kappe gezeichnet, die Leiste b aber ist in ihrem unteren Teile mit dieser versehen; bei c c sind ein paar Haftbleche für die Decktafeln sichtbar. Fig. 2 und 3 veranschaulicht die Eindeckung der Traufe in Verbindung mit der Rinne. Der oben horizontal umgebogene Rand der Rückwand der Rinne bildet zugleich das sonst übliche Vorstoßblech, welches durch Haftbleche a (Fig. 3) gehalten wird, und um welches die Deckbleche b mit einer zylinderförmigen Umbiegung herumgreifen. Fig. 6 zeigt einen eingedeckten Bord. Derselbe wird durch eine Leiste gebildet, welche an der dem Dache zugekehrten Seite ganz wie die übrigen Leisten behandelt ist, an der Außenseite aber einige Verschiedenheit zeigt. Zunächst ist auf der Leiste das Bordblech d (in Fig. 6 a besonders gezeichnet mit dem Ausschnitt für das darüber weggreifende Haftblech) befestigt, welches an seinem unteren Rande eine zylinderförmige Umbiegung hat und mittels dieser und an die Schalung genagelter Haftbleche c (Fig. 6) hier festgehalten wird. Über dieses Bordblech hinweg greift dann die Deckkappe der Leiste und wird durch die über das Bordblech hinweggebogenen Haftbleche (welche hier wie überall unter der Leiste liegen) gehalten. Fig. 9 zeigt den Anschluß an eine massive Mauer. Auf der Schalung sind die (punktirt gezeichneten) Haftbleche festgenagelt und auch wohl noch in ihrem vertikalen Teile durch einen Nagel in einer Mauerfuge befestigt. Diese Haftbleche umfassen den aufwärts gebogenen Rand der Blechtafeln und den, ebenfalls aufwärts (aber nach innen) gebogenen unteren Rand der Schutzbleche b, welche ihrerseits mit ihrem oberen horizontal abgebogenen Rande in eine Mauerfuge greifen und hier festgehalten werden.

In Fig. 14 ist eine Deckkappe für die Leisten abgebildet, und zwar zeigt a, wie sich zwei solcher Kappen überdecken, b das vorbereitete Ende der Kappe an der Traufe, und c die Endigung selbst; die Fuge bei x wird verlötet.

Das Gewicht einer derartigen Zinkeindeckung auf Leisten beträgt für das qm Dachfläche bei den gebräuchlichsten Blechnummern und Tafelgrößen von:

1,0 × 2,0 m	0,8 × 2,0 m
Nr. 12 = 5,4 kg	Nr. 12 = 5,7 kg
„ 13 = 6,1 „	„ 13 = 6,4 „
„ 14 = 6,8 „	„ 14 = 7,1 „

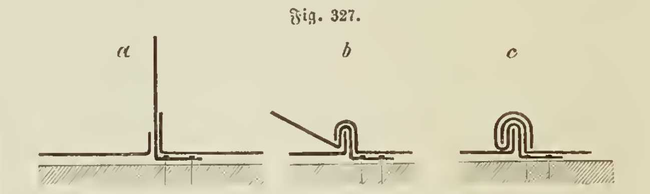
Die Eindeckung mit großen Tafeln ist somit vorteilhafter.

b. Eisenblech.

Wo überhaupt noch Deckungen mit flachem Eisenblech angewendet werden, empfiehlt es sich nur verzinkte Blechtafeln der größten Abmessungen, 1,6 m lang, 0,8—1,0 m breit, 0,6 mm stark, zu verwenden. Die Eindeckung ist annähernd die gleiche wie bei Zinktafeln mit liegenden und stehenden Falzen nur mit denjenigen Abweichungen, welche durch die größere Steifigkeit des Eisenbleches bedingt werden.

Zunächst sind für die Falzbildung die Ecken der Tafeln auszuschneiden, alsdann wird der liegende Falz der Querfugen genau wie bei Zinkblech gebildet und mit Haftblechen befestigt. Der stehende Seitenfalz wird durch in 50 cm Abstand anzuordnende Hafter gehalten, welche den Falz bügelartig umfassen. Der Hafter (16 cm lang, 4 cm breit, 1 mm stark) wird zunächst stehend mit verzinkten Nägeln aufgenagelt, wie Fig. 327 a zeigt, alsdann wird er mitsamt

Fig. 327.



dem oberen Deckblech nach Fig. 327 b über den Falz des unteren Deckbleches abgebogen und schließlich das vorstehende Ende des Haftbleches bügelartig um den Falz herumgelegt (Fig. 327 c). Die Eindeckung kann sowohl auf Schalung, als auf Lattung vorgenommen werden. —

Bei der Steifigkeit des Bleches ist die Falzbildung etwas erschwert, in der Regel wird man sich daher bei Eindeckung mit verzinktem Eisenblech der jetzt überall im Handel

zu bekommenden verzinkten Formbleche (Dachpfannen, Dachplatten) bedienen, welche bereits nach Art der Falzziegel mit den erforderlichen Überdeckungen versehen sind und in einfachster Weise wie letztere auf Lattung eingedeckt werden.

c. Kupferblech.

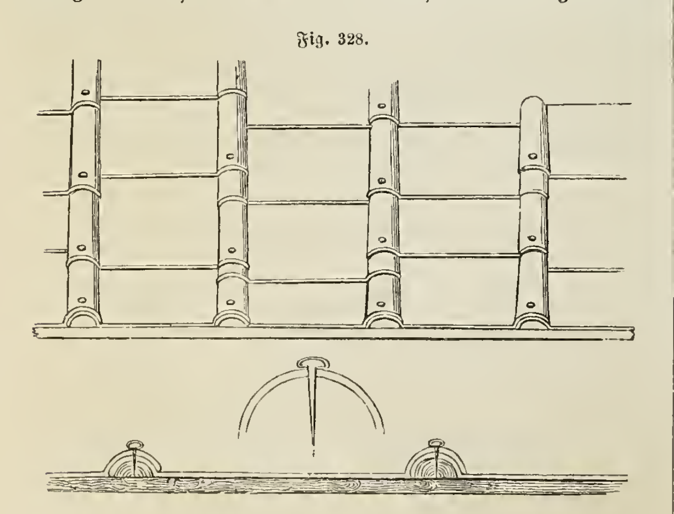
Die Tafeln werden in Größen von 0,8 — 3 qm bei höchstens 1 m Breite und meist 1 mm Stärke verwendet. Die Eindeckung erfolgt ganz wie bei Zinkblech. Von einer Eindeckung auf Leisten wird mit Rücksicht auf die Kosten meist abzusehen sein, auch ist die Eindeckung mit liegenden und stehenden Falzen bei der geringeren Temperaturdehnung des Kupfers ausreichend.

d. Bleiblech.

Die Eindeckung, welche stets auf Schalung erfolgen muß, ist bei der großen Geschmeidigkeit des Materials einfacher als bei Zinkblech. Bei geringer Dachneigung (etwa bis 1 : 4) sind Falze in den Querfugen, welche überdies bei der großen Plattenstärke den Wasserabfluß hemmen würden, ganz zu entbehren. Die Platten überdecken sich hier einfach um 5—6 cm, werden aufeinander getrieben und erforderlichen Falls verlötet. Die Längenfalze werden gewöhnlich dadurch gebildet, daß parallel mit den Sparren halbrunde Latten von ca. 4 cm Breite mit der flachen Seite auf die Bretterschalung genagelt und die Bleiplatten hierauf mit verbleiten Nägeln befestigt werden. Die Entfernungen sind hierbei so zu wählen, daß die Enden der Bleiplatten die beiden zunächst liegenden Latten wulstartig überdecken.

In dieser Art wurde die in Fig. 328 dargestellte Umdeckung der Dächer der St. Markuskirche in Venedig bewirkt.

Fig. 328.



Dabei wurden die bereits länger als achtzig Jahre auf den Dächern liegenden gegossenen Platten wieder benutzt. — Heutzutage wird zur Dachdeckung ausschließlich Walzblei verwendet, welches in Größen von 1 qm und Stärken von 1—3 mm in Handel kommt, auf Bestellung aber auch in größeren Tafeln gefertigt wird. —

Bei steilerer Dachneigung wird man, um ein Abgleiten zu verhüten, auch die Querfugen mit liegendem Falz versehen und mit Haftblechen befestigen. In dieser Weise ist neuerdings die Eindeckung der Dächer des Doms zu Köln bewirkt worden.

§ 3.

Dachdeckung mit Zinkwellblech.

Die Dachdeckung mit Zinkwellblech unterscheidet sich von der mit Eisenwellblech dadurch, daß Zinkblech gelötet werden kann, Eisenblech nicht, daß ferner Zinkblech eine geringere Festigkeit und Elastizität besitzt als Eisenblech und demnach eine engere Pfettenteilung bedingt. Da die Deckung mit Zinkwellblech erheblich kostspieliger ist, als die mit verzinktem Eisenblech und durch neuere Erfahrungen die große Dauer von verzinktem Eisenblech bei sorgfältiger Ausführung außer Frage steht, so ist die Deckung mit Zinkwellblech heutzutage nur an solchen Stellen gerechtfertigt, welche einem erheblicheren Angriff durch Rauchgase, Dämpfe u. a. ausgesetzt sind. Aus diesem Grunde wird es sich beispielsweise bei Bahnsteighallen empfehlen, die hauptsächlich vom Rauch der Lokomotiven bespülten Dachflächen mit Zinkblech einzudecken.

Das Zinkwellblech wird nur als sogenanntes flaches Wellblech hergestellt, bei welchem der Zentriwinkel α (Fig. 329) einer Welle kleiner ist, als 180^0. Die verschiedenen Sorten und Abmessungen, sowie die Widerstandsmomente derselben sind aus der Tab. 22 b im Anhang zu ersehen.

Berechnung der Pfettenabstände.

Die Zugfestigkeit des Zinkes beträgt etwa 1500 bis 2000 kg f. d. qcm. Über Druckfestigkeit und Elastizitätsgrenze liegen noch keine brauchbaren Angaben vor. Erfahrungsmäßig genügen die Zinkblechbedachungen, wenn die zulässige Inanspruchnahme auf Biegung:

$$k = 150 \text{ kg f. d. qcm}$$

gesetzt wird.

Nach Gleichung (2), S. 186 betrug die Last für das qm Dachfläche bei Glasdach

$$p = (26\,\delta + 75 \cos\alpha) \cos\alpha + 120 \,.\, \sin(\alpha + 10).$$

An Stelle von $26\,\delta$ = Eigengewicht des Glases, ist das Eigengewicht des Bleches mit etwa 15 kg einzusetzen, so daß für Wellblech

$$p = (15 + 75 \cos\alpha) \cos\alpha + 120 \,.\, \sin(\alpha + 10).$$

Bei einer Neigung von mehr als 35^0 kommt die Schneelast nur noch teilweise in betracht, weshalb für den ungünstigsten Neigungsfall zu setzen ist:

$$p = (15 + 75 \cos 35) \cos 35 + 120 \,.\, \sin 45 =$$
$$\text{rund } 150 \text{ kg f. d. qm} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (1)$$

Hiernach ergibt sich die Biegungsgleichung wenn a = Pfettenabstand

$$\frac{150 \,.\, a^2}{8} = 1{,}5 \text{ W} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (2)$$

woraus

$$W = 12{,}5 \, a^2 \quad \Big| \; \begin{matrix} \text{a in m} \\ \text{W in cm}^3 \end{matrix} \Big\} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (3)$$
$$a = 0{,}28 \sqrt{W} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (4)$$

folgt.

Da ein Betreten der Wellblechdecke nicht immer zu vermeiden ist, hierbei aber erfahrungsmäßig schwache Bleche durchbiegen, so sind Blechstärken von weniger als 1 mm nicht anzuwenden. Als geringstes Zinkblech ist hiernach Nr. 15 = 0,95 mm stark zu bezeichnen, dagegen die übliche Verwendung von Zinkblech Nr. 12, 13 und 14 auszuschließen.

Der Pfettenabstand schwankt alsdann je nach dem verwendeten Profil zwischen 65 und 110 cm.

Befestigung des Wellbleches auf den Pfetten. Bei dem geringen Abstand der Pfetten reichen die bis 3,0 m langen Zinkblechtafeln über mehrere Pfetten hinweg (Taf. 54, Fig. 1 a—d). Eine feste Verbindung mit den Pfetten ist wegen der Wärmedehnung des Materials nicht zuläſſig. Die Verbindung muß demnach der Blechdecke den hierfür erforderlichen Spielraum gewähren, anderseits ein Abheben durch Sturm, oder ein Abgleiten der Blechtafeln verhindern. Dies wird erreicht durch sogenannte Haften (auch Hafter) Taf. 54, Fig. 1 c, welche aus starkem Zinkblech (Nr. 16—18) gefertigt, mit dem oberen Schenkel an die Unterseite des Wellbleches gelötet werden und mit dem Unterschenkel unter den Flansch der Pfette greifen (Taf. 54, Fig. 1 b). Die Länge des angelöteten Schenkels beträgt 5—8 cm; der untere Schenkel muß die Pfette wenigstens $3^1/_2$ cm weit umfassen. Zwischen Hafte und Pfette muß außerdem ein Spielraum von reichlich 3 mm für die Ausdehnung verbleiben.

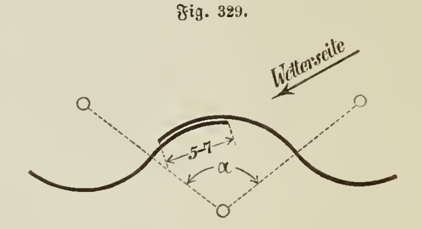
Man ordnet für jede Tafel auf der untersten Pfette je an dem dem Stoß zunächst liegenden Wellenthal eine Hafte und in der Mitte der Tafel so viel Haften an, daß deren Entfernung nie mehr wie 40 cm beträgt. Bei den mittleren Pfetten genügt je eine Hafte zunächst dem Stoß. Auf der oberen Pfette findet eine Befestigung nicht statt, da hier das Blech durch die Überdeckung der nächst oberen Tafel gehalten wird (Taf. 54, Fig. 1 b u. d). Die Gestalt der Hafte bei Holzpfetten zeigt Fig. 2, Taf. 54.

Bei dem oberen Auflager der obersten Tafel läßt man das Tafelende so viel über die Pfette hinausstehen, daß an dem Überstand die Haften befestigt werden können (Fig. 1 d). Die Zahl der Haften ist hier die gleiche wie bei der untersten Pfette.

Die beschriebene Befestigung setzt voraus, daß der obere Flansch der Pfette parallel zur Dachfläche geneigt ist. Dies trifft für Zinkblech bei den kleinen Pfettenabständen und der dementsprechend geringen Beanspruchung der Pfetten fast stets zu. Bei abweichender Anwendung ist die Form der Haften wie beim Eisenwellblech zu verändern. (Siehe hierüber § 4.)

In den Stoßfugen (senkrecht zum Dachfirst) überdecken sich die Wellenbleche nach Fig. 329 im Wellenberg um 5—7 cm, eine besondere Verbindung ist unnötig. Der

Fig. 329.



Stoß ist mit Rücksicht auf den ungehinderten Abfluß des Wassers stets in den Wellenberg zu legen und hierbei zweckmäßig die Fuge so anzuordnen, daß sie von der Wetterseite abgekehrt ist. Die Stoßfugen werden meist ohne Versatz, d. h. vom First bis zur Traufe in einer Linie durchlaufend angeordnet.

Der Lagerstoß (parallel zum Dachfirst) wird, wie aus obigem bereits hervorgeht, stets über der Pfette angeordnet (Taf. 54, Fig. 1 b). Die Überdeckung des oberen Bleches richtet sich nach der Dachneigung und zwar ist zu wählen:

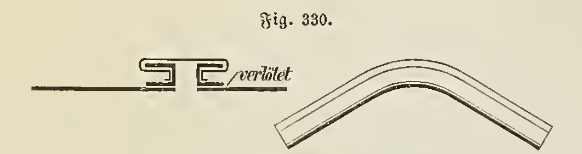
bei Dachneigung:	1:1,5	1:2	1:2,5	1:3	1:4 u. weniger
die Überdeckung:	8	12	15	17	18 cm.

Geringere Dachneigungen als 1:4 sind bei Wellblech zu vermeiden. Bei den Scheitelstücken der Tonnendächer sind daher die mittleren Tafeln so anzuordnen, daß die beiden Stöße in gleichen Abständen soweit als möglich vom Scheitel entfernt liegen, damit an diesen Stellen die Neigung möglichst bereits 1:4 beträgt, andernfalls ist für Abführung etwa eindringenden Schlagwassers durch Querrinnen nach Art der bei Glasdächern gebräuchlichen zu sorgen. Die Lagerfugen können sowohl ohne Versatz, auf derselben Pfette, oder mit Versatz, auf verschiedenen Pfetten für verschiedene Tafeln angeordnet werden. Bei der ersteren Anordnung kommen an der Kreuzungsstelle zwischen Stoß und Lagerfuge vier Bleche, bei der zweiten nur drei Bleche übereinander zu liegen.

Die Bildung des Firstes erfolgt bei Zinkwellenblech in der Regel unter Anwendung von zwei Firstpfetten, weil in diesem Falle die Anordnung einfacher ist, als bei einer Firstpfette, und weil bei den kleinen Pfettenabständen, welche bei Zinkwellblech nötig werden, die mit zwei First-

pfetten verbundene Materialverschwendung unerheblich ist. Die Dichtung des Firstes erfolgt in der Weise, daß das obere Ende der letzten Zinkblechtafel durch ein angelötetes winkelförmiges Zinkblech a (Taf. 54, Fig. 1 a) abgeschlossen wird. Um den oberen Schenkel dieses Bleches werden die Enden der aus ebenem Blech bestehenden Firstkappe b umgefalzt. Die letztere, welche in etwa 4—5 m Länge aus 1 m langen Tafeln zusammengelötet wird, kann sich infolge dessen unabhängig vom Wellblech ausdehnen. Bei großer Firstlänge wird in Abständen von 4—5 m ein beweglicher Stoß angeordnet, bei welchem sich zwei benachbarte Firststücke um etwa 10 cm überdecken. Falls diese Überdeckung nicht genügend dicht erscheint, kann man die in Fig. 330 dargestellte Anordnung, bei welcher der Stoß durch eine bewegliche Querkappe gedichtet wird, anwenden.

Fig. 330.



Statt der ebenen Firstkappe kann man auch geformte Firststücke nach Fig. 3, Taf. 54 benutzen. Dieselben werden von der schlesischen Hütte Lipine gefertigt und können durch Biegen jedem Firstwinkel angepaßt werden.

Die Anordnung des Firstes mit einer Pfette, die Ausbildung der Traufe, der Grate und Kehlen unterscheidet sich in nichts von der Deckung dieser Dachteile mit Eisenwellblech, weswegen dieserhalb auf § 5 verwiesen wird.

§ 4.

Eisenwellblech. — Die ebene Dachfläche.

Das Eisenwellblech sollte zu Dachdeckungszwecken nur in verzinktem Zustand verwendet werden, da Verzinkung billiger ist, als Anstrich und außerdem Verzinkung etwa 20 Jahre dauert, während Anstrich bereits nach 3—5 Jahren zu erneuern ist. An Stellen, welche besonders der Einwirkung von Rauch und Dämpfen ausgesetzt sind, ist entweder reines Zinkblech zu wählen, oder auch das verzinkte Eisenblech noch mit einem Bleiüberzug beziehungsweise einem säurefesten Anstrich zu versehen. Das Gewicht der verzinkten Bleche ist etwa 0,6—1 kg f. d. qm größer, als das der unverzinkten Bleche. Die Kosten der (zweiseitigen) Verzinkung betragen für das qm zur Zeit je nach dem Profil 1,15—1,70 ℳ. — Neu und bis jetzt zu Dachdeckungen noch wenig angewendet ist das nach dem Erfinder benannte Barff'sche Verfahren zum Schutze des Eisens gegen Rost. (Vgl. S. 11, § 5.)

Man unterscheidet flache und hohe Wellbleche. Letztere werden im Hinblick auf die größere Tragfähigkeit Trägerwellbleche genannt. Bei den flachen Wellblechen ist die halbe Wellenbreite größer, bei den Trägerwellblechen gleich, oder kleiner, als die Wellenhöhe.

Die von den bekannteren Werken hergestellten Wellblechsorten sind aus den Tabellen 21 a—c im Anhang zu ersehen. Die Tafelbreiten schwanken zwischen 50 und 85 cm, die Normallängen zwischen 2 und 4 m. Die größten Tafellängen betragen 6 m, jedoch wird bei Überschreitung der Normallänge ein Überpreis gefordert. Zwischen flachen und Trägerwellblechen besteht kein erkennbarer Preisunterschied.

Berechnung der Pfettenabstände.

Das zu den Wellblechen verwandte Eisen muß von bester Beschaffenheit sein, da anderseits bei dem Auswalzen der Wellen Risse entstehen würden. Aus diesem Grunde könnte man die zulässige Beanspruchung ziemlich hoch wählen, mit Rücksicht aber auf die der Witterung stark ausgesetzte Lage der Wellblechdächer empfiehlt es sich k nicht größer als 600 kg f. d. qcm anzunehmen.

Setzt man diesen Wert für k in Gleichung (2), S. 207 ein, so erhält man:

$$\frac{150\,a^2}{8} = 6\,W$$

und hieraus:

$$W = 3{,}1\,a^2 \quad \text{a in m} \quad \ldots \quad (5)$$

$$a = 0{,}57\sqrt{W} \quad \text{W in cm}^3 \quad \ldots \quad (6)$$

Der Pfettenabstand kann mithin bei Eisenblech doppelt so groß, wie bei Zinkblech gleichen Widerstandsmoments sein. In der Regel kommen für Dachdeckungen Profile von etwa 100—120 mm Wellenbreite, 50—70 mm Wellentiefe und 1 mm Stärke (in unverzinktem Zustand) zur Anwendung, deren Widerstandsmoment für das m Breite 17—30 beträgt. Darnach ergibt sich der gewöhnliche Pfettenabstand für Eisenwellblech zu 2,5—3,0 m. Die Blechstärke wähle man mit Rücksicht auf Einzellasten durch Menschen u. a. nicht unter 1 mm, in unverzinktem Zustand gemessen.

Die Befestigung des Wellbleches auf den Pfetten erfolgt wie bei dem Zinkblech durch Haften, teilweise auch durch Nieten. Während die Haften jedoch bei Zinkblech durch Löten befestigt werden konnten, sind sie hier mit dem Blech zu vernieten und zwar muß das Niet im Wellenberg sitzen, damit keine Undichtigkeiten entstehen. Die Haften bestehen aus $2^1/_2$—6 (gewöhnlich 5) mm starkem verzinktem Blech und sind 3—5 cm breit, während sich die Höhe nach dem Wellblech- und Pfettenprofil richtet. Die Stärke der verzinkten Niete beträgt 5—6 mm, die Länge ist etwa gleich der dreifachen Dicke der Hafte. Die Vernietung erfolgt kalt. (Vgl. Kap. 3, S. 39.)

Je nach der Stärke des Bleches, der Größe der Tafeln der Pfettenentfernung und der Steilheit des Daches werden die Haften mit 1—3 Nieten (manchmal auch Schrauben) befestigt. In der Regel sind zwei Niete ausreichend. — Bei

der großen Pfettenentfernung erhalten die Tafeln fast stets eine Länge gleich dem Pfettenabstand zuzüglich der notwendigen Überdeckung, deren Größe entsprechend der Dachneigung in derselben Weise wie bei Zinkblech zu wählen ist (vgl. S. 207).

Bei Dächern, deren Unterfläche dem Angriff des Windes ausgesetzt ist, werden die Tafeln vielfach am oberen Ende mit der Pfette vernietet und am unteren Ende mittels Haften an der Pfette befestigt (Fig. 4a und b, Taf. 54). Die obere Nietreihe wird hierbei durch den Überstand der nächsten Tafel gedeckt. Es genügt, jede 2. und 3. Welle mit einem Niet zu versehen, während die Haften thunlichst auf jeder zweiten Welle anzubringen sind.

Um das Bohren der zahlreichen Nietlöcher in den Pfetten zu vermeiden, kann man auch die Bleche in den Lagerfugen miteinander vernieten und die Verbindung mit den Pfetten lediglich mittels Haften bewirken (Fig. 331 u. 332).

Fig. 331.

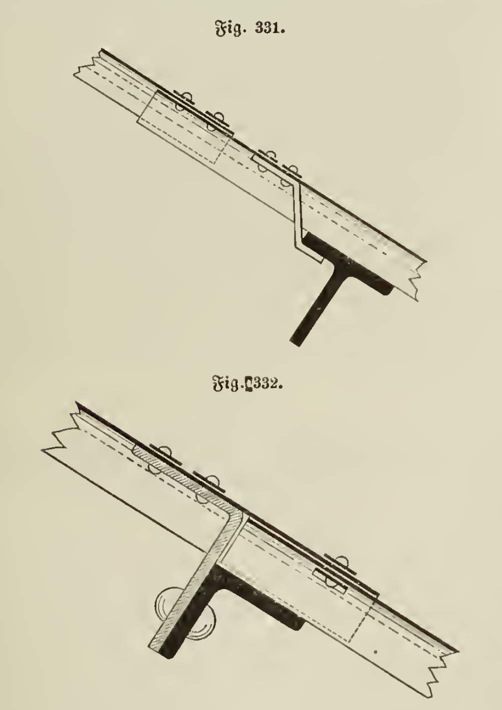


Fig. 332.

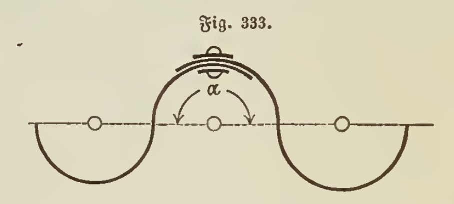
Diese Anordnung ist nicht so gut, da die Längenausdehnung der Tafeln eine größere wird, aber immerhin bei nicht sehr breiten Dächern ganz unbedenklich. Bei der in Fig. 332 gezeichneten Anordnung besitzt die Pfette keinen nach oben gekehrten Flansch, die Hafte ist hier mit dem Pfettensteg vernietet, wobei die Längenausdehnung lediglich durch die Nachgiebigkeit der Hafte ermöglicht wird. Bei geeigneter Pfettenform kann man anstatt der Vernietung der Lagerfugen auch doppelte Haften am oberen und unteren Tafelende nach Fig. 335, S. 210 (untere Tafel) verwenden.

Ist die Unterfläche eines Daches gegen Sturmangriff geschützt, so können die Niete in den Pfetten, beziehungsweise den Lagerfugen ganz entbehrt werden. Der obere Rand der Blechtafel erhält alsdann gar keine Befestigung, sondern wird lediglich durch die Überdeckung des nächst oberen Bleches gehalten (Fig. 335, S. 210) (obere Tafel).

Nicht immer liegen die oberen Flanschen der Pfette parallel zur Dachfläche, obgleich eine derartige Anordnung bei allen mit Wellblech gedeckten Dächern möglichst anzustreben ist. In diesem Falle sind entsprechend gebogene Flach- oder Winkeleisen über der Pfette anzuordnen (Taf. 42, Fig. 4) und mit letzterer zu vernieten, oder auch mit der Pfette vernietete Haften nach Fig. 332 zu verwenden.

In den Stoßfugen (senkrecht zum Dachfirst) werden die Wellblechtafeln stets vernietet, da es bei der Steifigkeit des Bleches nicht möglich ist, einen dichten Schluß ohne Vernietung zu erreichen. Der Stoß wird im Wellenberg angeordnet und die Fuge von der Wetterseite abgekehrt. Die Überdeckung beträgt 5—7 cm. Die 5—6 mm starken Niete werden in 25—30 cm Abstand geschlagen (Fig. 333).

Fig. 333.



Bei allen Vernietungen von Wellblech unterlasse man nicht beiderseits unter jedem Kopf ein Blechplättchen anzuordnen, um einer Schwächung des Bleches durch Eintreiben des Setzhammers vorzubeugen. — Die auf der Außenfläche der Wellblechdecke liegenden Niete sind die schlechtesten Stellen des Daches, da die Nietköpfe, selbst wenn sie verzinkt sind, infolge der Hammerschläge von dem Überzug entblößt werden und eine Angriffsstelle für Rost bieten. Zum Schutze der Nietköpfe hat man kleine Hauben von Zinkblech über dieselben gelötet, ohne jedoch hiermit befriedigende Ergebnisse zu erzielen. Neuerdings wendet man statt dessen mit Erfolg einen Anstrich des Nietkopfes mit Zinkstaubfarbe an, welcher nach Bedarf zu erneuern ist. Bei unzugänglichen Dächern empfiehlt sich die Verwendung von Kupfernieten.

Beseitigung des Schwitzwassers.

Wenn die Temperatur unterhalb der Wellblechdecke höher ist als oberhalb, so schlägt sich an der Innenseite Schwitzwasser nieder. Bei einer Dachneigung von mindestens 1 : 2 tropft dieses Schwitzwasser nicht ab, sondern es läuft an dem Wellblech entlang nach dem Kämpfer zu, bis es ein Hemmnis findet, welches das Abtropfen veranlaßt. Ein solches Hemmnis ist jedesmal der Lagerstoß, wenn die Bleche dicht aufeinander liegen. Läßt man dagegen zwischen beiden Blechen einen Zwischenraum von etwa 2 cm, welcher dadurch erreicht wird, daß im Wellenberg zwischen beiden Blechtafeln 2 cm starke Futterbleche eingenietet werden

(Fig. 334), so gelangt das Wasser durch diesen Zwischenraum auf die äußere Dachseite und wird hier wie das Regenwasser abgeführt. Allerdings wird durch eine derartige Maßregel auch die Dichtigkeit beeinträchtigt.

Die Bildung von Schwitzwasser wird verhütet, wenn an dem unteren Pfettenflansch entlang eine innere Decke aus schlechten Wärmeleitern (Rabitzputz) ausgeführt wird. Vielfach wird diese zweite Decke gleichfalls aus Wellblech hergestellt, und die Anordnung so getroffen, daß die Unterflanschen der Pfette sichtbar bleiben. Da eine solche innere

Fig. 334.

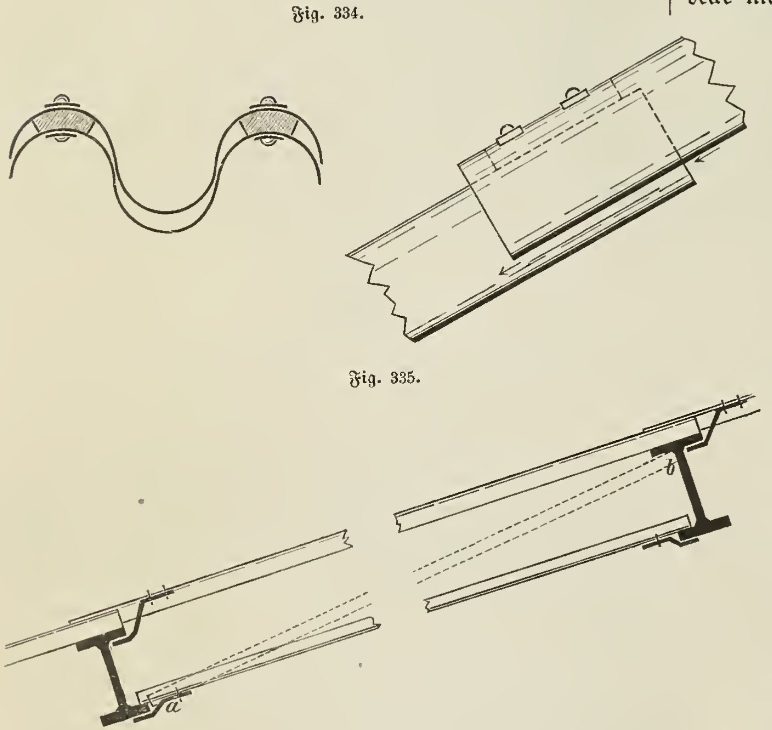


Fig. 335.

Decke nur das Eigengewicht zu tragen hat, so können hierzu schwächere flache Wellbleche verwendet werden. Das Einbringen der inneren Decke bietet in der Regel einige Schwierigkeiten. Die äußere Wellblechdecke muß nämlich zuerst aufgebracht werden, da sie sich andernfalls nicht befestigen läßt. Die inneren Bleche dürfen infolge dessen nur höchstens eine Länge = a b Fig. 335 haben, damit sie von unten eingebracht werden können. Die Haften, welche zur Befestigung dienen, werden bereits vorher an den Tafeln angebracht, wobei die unteren vernietet, die oberen jedoch nur verschraubt werden und zwar so, daß sie sich nach Auflegen der Blechtafeln drehen lassen können. Durch Anziehen der Mutter werden diese Haften dann festgestellt.

Falls der überdeckte Raum eine von der Außenluft nicht erheblich abweichende Temperatur besitzt, so ist bei einer derartigen doppelten Wellblechdecke eine Bildung von Schwitzwasser kaum zu befürchten. Etwaige geringe Mengen sammeln sich in der Pfettenkehle bei a und verdunsten hier. Aus diesem Grunde empfiehlt es sich die Pfettenkehle mit Asphaltkitt zu bestreichen, oder mit Asphaltpappe zu belegen, um Rostbildungen auszuschließen.

Ist dagegen ein erheblicher Unterschied zwischen Außen- und Innenluft zu erwarten, so ist die innere Wellblechdecke unterhalb des Pfettenflansches anzuordnen. Das Schwitzwasser wird dann durch die zwischen zwei Tafeln verbleibenden Zwischenräume nach dem Kämpfer abgeführt. Dort ist eine Rinne zur Aufnahme und Ableitung desselben anzulegen. Die Stoßfugen brauchen bei der inneren Wellblechdecke nicht vernietet zu werden. — Sind die Dachflächen gebogen (bei Tonnendächern, Kuppeln), so können sowohl die äußeren, als auch die inneren Wellblechdecken gleichfalls der Form des Daches entsprechend gebogen werden.

Bleibt die Unterfläche des Wellbleches von innen sichtbar, so wird diese bei besseren Räumen in der Regel mit Anstrich versehen. Der gewöhnliche aus Zinkweiß und Schwerspatzusätzen bestehende Ölfarbenanstrich haftet erfahrungsmäßig auf verzinkten Flächen um so weniger, je mehr das Metall dem Wechsel der Temperatur ausgesetzt ist. Bei Bahnhofshallen hat sich ein Ölanstrich aus chemisch reinem Bleiweiß mit einem Zusatz von 15—20 % Kreide gut bewährt, jedoch ist es notwendig die Wellblechfläche vorher abzusäuern, damit der Schmutz entfernt und eine rauhe Oberfläche gebildet wird, an welcher die Farbe besser haftet.

§ 5.

Eisenwellblech. — Eindeckung der Firste, Grate, Kehlen, Traufen und der Anschlüsse an andere Bauteile.

Stoßen zwei Dachflächen unter einem Winkel zusammen, so muß hier die Wellblechdecke unterbrochen werden und an deren Stelle eine anderweite Eindeckung treten. Am einfachsten gestaltet sich noch die Anordnung des Firstes. Da hier die Wellen auf beiden Seiten senkrecht zum First gerichtet sind, so könnte man die Tafeln über dem First dem Firstwinkel entsprechend biegen und so ununterbrochen durchgehen lassen. Die Stöße würden dann in gewöhnlicher Weise auf den dem First zunächst liegenden Pfetten gebildet. Bei einem Abstand dieser Pfetten von der Firstpfette = 2,5 m müßten die Wellblechtafeln 5,0 m lang gewalzt werden, was bei Zahlung eines entsprechenden Überpreises ausführbar wäre. Eine solche Anordnung ist jedoch nur bei sehr flacher Dachneigung etwa 1 : 4 (Taf. 54, Fig. 4 a) empfehlenswert, da die Wellbleche nur schwache Knicke erhalten dürfen. Auch das Biegen des Wellbleches über dem First nach einem Halbmesser von etwa 50 cm ist bei so langen Tafeln, welche im übrigen gerade bleiben sollen, schwer zu bewirken. Es

empfiehlt sich deshalb am First zwei Pfetten, oder eine Pfette mit breitem Flansch anzuordnen, zwischen denen eine gleichmäßig nach einem Halbmesser von etwa 30 cm gebogene Wellblechkappe gespannt wird (Taf. 55, Fig. 1 u. 2). Die Wellblechkappe wird in den Wellenbergen mit der nächst unteren Tafel vernietet.

Für Ausführungen mit einer Firstpfette fertigen die Werke auch besonders geformte Firstkappen nach Taf. 54, Fig. 3, welche aus gewöhnlichem Wellblech durch Pressen hergestellt werden. Es ist jedoch immerhin schwierig derartige Firstkappen so genau in der Fabrik herzustellen, daß sie nachher vollständig in die anschließenden Tafeln hineinpassen. Namentlich bei größeren Blechstärken (über 1 mm) und hohen Profilen ist die Anwendung dieser Firstkappen unthunlich. In den meisten Fällen benutzt man daher zur Deckung der Firstfuge eine Kappe von ebenem Zinkblech oder verzinktem Eisenblech (1—$1^1/_4$ mm stark), welche in den Wellenbergen mit den anschließenden Wellblechtafeln vernietet wird (Taf. 55, Fig. 3). Die einzelnen Firstblechtafeln überdecken sich hierbei in den Stößen um 3—4 cm und werden durch drei Niete (5 mm) verbunden. Die Längenausdehnung wird durch Anwendung einzelner verschraubter Stöße mit länglichen Löchern im unteren Blech ermöglicht, erforderlichen Falles können Ausgleichschieber nach Art der Fig. 330, S. 208 in angemessenen Abständen eingeschaltet werden. —

Bei der vorbeschriebenen Anwendung ebener Firstbleche bleibt der Zwischenraum zwischen dem Wellenthal und dem Firstblech offen, es können daher namentlich bei flacher Dachneigung und nicht genügender Überdeckung des Firstbleches Schnee und Regen durch diese Öffnungen in das Innere getrieben werden. Ist letzteres zu befürchten, so ordnet man unter der Firstkappe noch besondere der Wellenform entsprechend ausgeschnittene Zinkbleche, sogenannte Zackenbleche an (Taf. 55, Fig. 3), welche diese Zwischenräume schließen. Mitunter werden auch die Enden des Firstbleches selbst derartig ausgeschnitten (Taf. 55, Fig. 6 u. 7), besser ist aber die erstere Anordnung, da deren Herstellung bereits in der Werkstatt und demnach genauer erfolgen kann, und da durch das Übergreifen des Firstbleches über die Zackenbleche ein größerer Schutz erzielt wird. Behufs besserer Dichtung werden die Fugen zwischen Zackenblech und Wellblech vielfach noch durch Verlöten geschlossen.

Statt der Zackenbleche sind bei der Bahnsteighalle zu Hildesheim besondere Formstücke nach Fig. 4 u. 4a, Taf. 55 gefertigt, welche am unteren Ende der Form des Wellbleches folgen und am oberen Ende in ebenes Blech übergehen. Dort ist es mittels Falz mit dem ebenen Firstblech verbunden. Diese Anordnung ist sehr gut, aber schwierig herzustellen.

Soll der First äußerlich aus architektonischen Rücksichten besonders hervorgehoben werden, so wird nach Taf. 55, Fig. 7 ein Holzbalken dem First entlang angeordnet, welcher die Kappe unterstützt.

Eine andere Firstbildung, bei welcher die oberen Wellblechtafeln nicht *auf* den Pfetten ruhen, sondern gegen die Stege der Pfetten anstoßen, zeigt Fig. 5, Taf. 55. Die Pfettenstege schließen hier die Wellbleche am oberen Ende einigermaßen dicht ab, doch ist es nötig die Firstkappe 15 bis 20 cm über die Firstpfetten hinausreichen zu lassen, damit vollständige Dichtigkeit erzielt wird. Da das Wellblech bei der nächst unteren Pfette auf dem oberen Flansch ruhen muß, so ist bei dieser Anordnung entweder die Firstpfette höher anzuordnen, oder der obersten Wellblechtafel eine flachere Neigung zu geben.

* *
*

Die Ausbildung der *Grate* ist der des Firstes ähnlich, Wellblechkappen können jedoch hier nicht angewendet werden, da die Wellenrichtung im Grundriß mit dem Grat einen Winkel bildet. Man ist daher auf ebene Dichtungsbleche aus Zink beschränkt, welche nach Art der Fig. 1, Taf. 56 ausgeschnitten werden, um die Dichtung zu vervollkommnen. Der Zackenausschnitt ist hier schwieriger, da die Wellen nicht senkrecht, sondern schief zum Deckblech gerichtet sind; es empfiehlt sich daher, das Ausschneiden der Zacken erst auf der Baustelle vorzunehmen.

Die Zackenbleche werden mittels einer Blechkappe überdeckt und mit dieser vernietet. Vielfach wird hierbei zur äußerlichen Hervorhebung des Grates längs demselben eine Holzleiste angeordnet (Taf. 56, Fig. 1), indes läßt sich der gleiche Zweck auch durch einen hohlen, entsprechend profilirten Blechwulst erreichen. Im übrigen gelten für den Gratsparrenquerschnitt und die Auflagerung des Wellenbleches die S. 193 bei den Glasdeckungen gegebenen Regeln.

* *
*

In den *Kehlen* läuft das Wasser von den beiden anschließenden Dachflächen zusammen, dieselben müssen daher als Rinnen ausgebildet werden. Zur Unterstützung der Pfetten und zur Auflagerung der Wellblechenden muß in den Kehlen ebenso wie auf den Graten ein Sparren, der Kehlsparren angeordnet werden. Derselbe kann wie bei First und Grat in zwei Sparren aufgelöst werden, welche zu beiden Seiten der Kehle liegen und nach der jeweiligen Dachneigung gedreht sind. Bei der Anordnung mit *einem* Kehlsparren Taf. 56, Fig. 2 wird die Kehle auf eine hinreichende Breite mit Zinkblech ausgefüttert, welches an den Seiten durch besondere dem Kehlsparren parallel laufende Winkel-, oder sonstige Trageisen unterstützt wird. Für die Eindeckung des Zinkbleches sind die in § 2 gegebenen Regeln zu beachten.

Dasselbe ist nur um die Trageisen umgefalzt, sonst aber nirgends mit dem Eisen verbunden. Die Stöße des Zinkbleches werden mit liegendem Falz und Haften nach Fig. 7 und 14d, Taf. 53 gebildet, es ist jedoch nur nötig

auf je 4—5 m Länge einen solchen Falz anzuordnen, die übrigen Stöße können durch einfache Überdeckung mit Verlöten gebildet werden.

Um eine möglichst ebene Lage des Zinkbleches zu erreichen und zu erhalten, empfiehlt es sich unter demselben ein 1 mm starkes verzinktes Eisenblech zu verlegen, welches gleichfalls mit Falz um die seitlichen Trageisen herumfaßt. Die Stöße dieses Bleches werden durch einfache 10—15 cm breite Überdeckung ohne weitere Dichtung bewirkt.

Man kann auch den Kehlsparren selbst als Rinne gestalten, indem man verzinkte ⊔-Eisen oder genietete Kasten nach Art der Fig. 312, S. 196 für denselben verwendet. Als Auflager für die Wellblechtafeln dienen in letzterem Falle mit dem Rinneneisen vernietete 2 mm starke verzinkte Bleche. Die Wellenthäler werden mit Zackenblechen gedichtet. Eine besondere eingelegte Zinkrinne ist bei Verzinkung des Kehlsparrens zu entbehren. — Ähnlich gestaltet sich die Kehlbildung bei Anwendung von zwei Kehlsparren. Die Zinkrinne wird hier durch eiserne Bügel, welche nach Art der Fig. 4, Taf. 56 an den Kehlsparren befestigt werden, getragen.

* * *

Von der gewöhnlichen Traufe bei Wellblechdächern geben Fig. 1a, Taf. 54 und Fig. 3a und b, Taf. 58, von der Traufe zwischen zwei Satteldächern Fig. 4, Taf. 56 und Fig. 2, Taf. 28 Beispiele. Auch hier ist für ein Auflager des Wellbleches zu sorgen, welches entweder durch geneigte Stellung der Pfetten, oder durch besonders gebogene, an die Fußpfette genietete, Bleche erreicht wird.

Falls zu befürchten steht, daß durch den Zwischenraum zwischen Fußpfette und Wellenberg Schnee und Regen eingetrieben wird, ist dieser Zwischenraum wie bei Firstkappe und Gratsparren mit Zacken- oder Formblechen zu schließen. Bei steiler Dachneigung und genügendem Überstand des Wellbleches ist dieser Verschluß jedoch entbehrlich. Im übrigen sind die auf S. 195 u. f. für Glasdeckungen angegebenen Konstruktionen mit wenigen Änderungen auch für Wellblechdächer anwendbar.

* * *

Der Anschluß der Wellblechdecke an andere Bauteile erfolgt ebenfalls im allgemeinen in derselben Weise, wie dies bezüglich der Glasdächer S. 197 angegeben ist, indem hier nur an Stelle der Glastafeln und Sprosseneisen das Wellblech tritt.

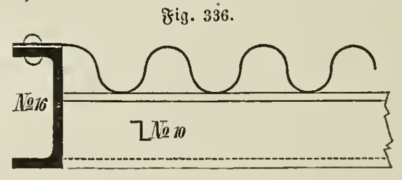
Das stets vorhandene Deckblech ist, falls es nicht parallel zur Wellenrichtung läuft, als Zackenblech auszuschneiden, oder es sind wie bei Fig. 6, Taf. 56 besondere Zacken- oder Formbleche anzuordnen, über welche das ebene Deckblech hinweggreift. Bildet der Anschluß eine Kehle, so ist die Anordnung einer Rinne zwischen Dach und Mauer zu empfehlen.

Die Eindeckung eines Schornsteins ist in den Fig. 3a—c, Taf. 56 dargestellt. Zwischen der Hinterfläche desselben und der nächstliegenden Dachpfette, oder auch, falls der Abstand der letzteren zu groß, eines besonders angebrachten Pfettenwechsels werden rinnenförmig gebogene Flacheisen a (Fig. 3c) befestigt, welche eine aus Zinkblech Nr. 16 oder $1\frac{1}{4}$—2 mm starkem verzinkten Eisenblech gebildete Kehlrinne unterstützen. Letztere wird in gewöhnlicher Weise an der Schornsteinmauer mittels Schutzblech angeschlossen. Die seitlich an den Schornstein stoßenden Wellbleche (Fig. 3a) werden senkrecht aufgekantet und mittels Schutzblech überdeckt, welches mit der Kehlrinne verlötet wird.

Den Anschluß des Wellbleches an die senkrechte Seitenwand und den Giebel eines Dachreiters zeigen die Fig. 5a u. b, Taf. 56.

Der Stirnabschluß eines überstehenden Wellblechdaches wird am einfachsten durch ein vor die Pfettenköpfe genietetes Formeisen, oder profilirtes Blech gebildet, dessen Steghöhe gleich der Pfettenhöhe zuzüglich der Wellblechhöhe ist (Fig. 336).

Fig. 336.



Da Unterhaltungsarbeiten bei Wellblechdächern nur äußerst selten vorkommen, so sind besondere Vorkehrungen zum Betreten des Daches im allgemeinen zu entbehren. Sollen indes etwa andere aus dem Dach vortretenden Teile, wie Schornsteine, Oberlichter und dergleichen zugänglich gemacht werden, so lassen sich die für die Laufbohlen und Leitern erforderlichen Stützen leicht auf dem Wellblech durch Vernieten auf den Wellenbergen befestigen.

§ 6.

Dachrinnen. — Allgemeine Anordnung.[1])

Die Dachrinnen haben den Zweck, das vom Dache ablaufende Wasser zu sammeln und einem gemeinschaftlichen Abfallpunkt zuzuführen. Eine gute Dachrinne muß die nachfolgenden Forderungen erfüllen:

1) Die Rinne muß genügenden Querschnitt und genügendes Gefälle besitzen, um eine völlige und schnelle Ableitung des Wassers selbst bei stärkstem Regen zu gewährleisten.

Für kleine Gebäude genügt ein kleinster Rinnenquerschnitt von 15—20 cm Breite und 7 cm Tiefe, bei größeren

1) Wir folgen hier im wesentlichen den vom Kgl. Preußischen Ministerium der öffentlichen Arbeiten gegebenen Vorschriften. Zentralblatt der Bauverwaltung 1887, S. 217.

Dachflächen sind diese Maße auf 20—25, beziehungsweise 10 cm zu erhöhen. Allgemein kann man für das qm zu entwässernde Dachfläche 0,8—1 qcm Rinnenquerschnitt rechnen. Die Abfallrohre sind in 15—25 m Entfernung anzuordnen und erhalten einen Durchmesser von 12—15 cm. Das Rinnengefälle ist zu 8—10 mm auf das m (1 : 125 bis 1 : 100) anzunehmen. Mehrfach hat man auch der Rinnensohle gar kein Gefälle gegeben, sondern nur die Rinnenwand entsprechend hoch angeordnet. Eine derartige Ausbildung bietet zwar den Vorteil, die Rinne in einfacher Weise durch das Hauptgesims gleichmäßig unterstützen zu können, ist jedoch mit dem Nachteil verbunden, daß das Wasser länger in der Rinne zurückbleibt, auch sich Wassersäcke bilden, welche einen nachteiligen Einfluß auf den Bestand der Rinne ausüben. Derartige Anordnungen können daher nicht empfohlen werden.

2) Die Rinne ist so anzuordnen, daß bei Undichtigkeiten oder Überlaufen das Wasser ohne Schaden für das Gebäude abgeführt wird. Demzufolge ist die äußere Rinnenwand stets niedriger zu halten, als die dem Dache zu belegene hintere Rinnenwand. Ferner ist die Rinne derart frei zu legen, daß das etwa überlaufende, oder durchrinnende Wasser unmittelbar abfließen kann, ohne gegen Wasser empfindliche Gebäudeteile zu berühren. Bei den auf dem Dach liegenden oder den unterhängenden Rinnen ist diese Bedingung ohne weiteres erfüllt. Bei den auf dem Hauptgesims angeordneten Rinnen wird der gleiche Zweck dadurch erreicht, daß die Rinne mit der Unterkante über dem Hauptgesims angeordnet und letzteres in einer gegen Wasser unempfindlichen Weise abgedeckt wird. Werden Brüstungen auf dem Hauptgesims vor den Rinnen angelegt, so sind dieselben mit genügenden Durchbrechungen für den unbehinderten Abfluß des Wassers zu versehen.

3) Die Rinne muß genügend fest mit dem Gebäude verbunden sein, damit ein Abheben durch Sturm verhütet wird. Gleichwohl muß die aus Metall hergestellte Rinne genügende Beweglichkeit behalten, damit die durch die Wärmeausdehnung entstehenden Verschiebungen frei von statten gehen können. — Die Verbindung der Rinnen mit dem Gebäude wird durch Rinneneisen bewirkt, welche teils an dem Dachstuhle, teils an den Frontmauern befestigt werden. Die freie Beweglichkeit wird durch Falzverbindungen ermöglicht.

4) Es ist zu verhüten, daß zwischen der Dachdeckung und der hinteren Rinnenwand Schlagwasser durch Sturmwind eingetrieben wird. Diesem Zwecke entspricht ein Schutzblech, welches auf der Schalung befestigt und mit der Rinne durch Falz verbunden wird.

5) Die Rinnen müssen behufs Vornahme von Prüfungen und Ausbesserungen leicht zugänglich sein. — Bei niedrigen Gebäuden ist die Zugänglichkeit durch Leitern ermöglicht. In allen anderen Fällen sind die Rinnen begehbar herzustellen, falls nicht bereits das Dach (wie bei Holzzement) begehbar ist. — Die Begehbarkeit der Rinne wird entweder durch auf den Rinneneisen befestigte Laufbohlen, oder durch Unterstützung des Rinnenbodens mittels Holz, oder auch durch entsprechend kräftige Ausbildung der Rinne selbst, welche ein Betreten des Rinnenbodens ohne weitere Schutzmaßregeln gestattet, erreicht.

6) Die Rinnen müssen vor Beschädigung durch abgleitende Schneemassen geschützt werden. — Eine solche Gefahr liegt nur bei flachen Dächern von weniger als 1 : 1,4 Neigung vor, da nur auf diesen größere Schneemassen sich ansammeln können. — Falls auch vor dem Gebäude befindliche Personen, oder Gegenstände vor dem Schneesturz geschützt werden sollen, sind Schneegitter, welche auf dem Dache nahe der Traufe befestigt werden, anzubringen, andernfalls genügen bereits die über den Rinnen angeordneten Laufbohlen, um eine Beschädigung der Rinne durch Schnee zu verhüten.

* * *

Für die Ausbildung der Rinne ist außerdem von Einfluß, ob das Dach steil, oder flach geneigt ist, ob es ferner über die Außenwand überhängt, oder mit derselben abschließt.

Nach der Querschnittsform unterscheidet man zwei Arten von Rinnen, die flachen und die Kastenrinnen. Die flache Rinne von annähernd halbkreisförmigem Querschnitt findet nur bei untergeordneten Gebäuden Verwendung und zwar bei Dächern ohne Überstand als auf die Dachfläche schräg aufgelegte Rinne, bei Dächern mit überhängender Traufe als vorgehängte Rinne (Taf. 54, Fig. 1a und Taf. 57, Fig. 1). Die aufgelegte Rinne ist nur bei steilen Dächern anwendbar, da nur hier ein genügendes Rinnengefälle durch schräge Lage und genügende Sicherheit gegen Eindringen von Wasser über die hintere Rinnenwand zu erreichen ist. Die vorgehängte Rinne kann bei allen überhängenden Dächern, soweit Schönheitsrücksichten nicht in Frage kommen, angewendet werden. Es ist darauf zu achten, daß die Dachdeckung so weit über den hinteren Rinnenrand hinausragt, daß ein Abträufeln des Wassers zwischen vorderer Dachkante und Rinne verhindert wird. Am sichersten wird dies durch Anordnung von Schutzblechen, mit welchen die Rinne verfalzt wird, erreicht.

Soll bei überhängenden Dächern die unschöne vorgehängte Rinne vermieden werden, so kann man durch Unterschieblinge unter den Sparrenenden die Vorbedingungen für eine Kastenrinne, welche durch die hölzerne Traufleiste verdeckt wird, schaffen (Taf. 57, Fig. 2). Die Schalung ist unten mit genügenden Öffnungen zum Abfluß des Wassers bei Überlaufen oder Undichtigkeit zu versehen.

Bei Dächern, welche mit der Außenwand des Gebäudes abschließen, sind die früher namentlich bei Holzgesimsen vielfach angewandten Anordnungen, bei welchen der Rinnenboden tiefer sitzt, als die Gesimsoberfläche (Taf. 53, Fig. 2),

wegen Verstoßes gegen obige Bedingung 3 zu verwerfen. — Statt dessen ist die Dachkante um 15—20 cm höher zu legen, als die Oberfläche des Hauptgesimses, und in dem so gebildeten Absatz die Kastenrinne anzuordnen (Taf. 57, Fig. 3—6; Taf. 58, Fig. 1—3).

§ 7.

Dachrinnen. — Ausbildung im einzelnen.

Die Rinneneisen werden aus verzinkten Flacheisen von entsprechender Stärke gefertigt und je nach der Tragfähigkeit der Rinne in etwa 50—80 cm Entfernung angebracht. Bei aufgelegten und vorgehängten flachen Rinnen genügt ein Rinneisenquerschnitt von 4—5 mm Dicke, 30 bis 40 mm Breite, bei größeren Kastenrinnen ist die Stärke des Eisens = 5—8 mm, die Breite = 40—60 mm zu wählen. Bei den leichteren hängenden Rinnen wird das Rinneneisen genau nach der äußeren Rinnenform gebogen und auf dem untersten Schalbrett mit verzinkten Holzschrauben befestigt (Taf. 57, Fig. 1). Bei den Kastenrinnen ist eine Verschraubung des Rinneneisens mit dem vor den Sparrenköpfen befindlichen Stirnbrett zweckmäßig. Außerdem empfiehlt es sich das äußere Ende des Rinneneisens durch einen Halter an der gegenüberliegenden Dachschalung zu befestigen (Taf. 57, Fig. 3—6; Taf. 58, Fig. 3). Die Rinneneisen sind thunlichst vor den Sparrenköpfen anzuordnen, treffen dieselben jedoch zwischen zwei Sparren, so sind Holzfutter unterzulegen, welche ermöglichen, daß die zur Befestigung dienenden Holzschrauben auf ihre ganze Länge im vollen Holze sitzen. Zweckmäßig ist es auch, wenn angängig, jedesmal unter dem verlöteten Stoß der Rinne ein Rinneneisen anzuordnen, da die Tragfähigkeit der Rinnen an dieser Stelle am schwächsten ist. Die Entfernung der Stöße und damit der Rinneneisen hängt alsdann von der Größe und zweckmäßigsten Ausnutzung der zur Verwendung kommenden Zinktafeln ab (vgl. Tab. 22 im Anhang).

Soll die Rinne begehbar sein, so genügen die vorbeschriebenen Befestigungsweisen der Rinneneisen nicht. In diesem Falle wird der vordere Stab des Rinneneisens entweder an einer eisernen Stütze befestigt, welche in dem Mauerwerk des Hauptgesimses eingelassen und mit Zement, oder Blei vergossen wird (Taf. 58, Fig. 1), oder das Rinneneisen wird auf dem Hauptgesims gelagert und mit letzterem durch aufgelötete Blechösen verbunden (Taf. 57, Fig. 3, 5, 6 und Taf. 58, Fig. 2). Die Rinne wird in diesem Falle durch besondere Quereisen, welche in der dem Gefälle entsprechenden Höhenlage zwischen den senkrechten Teilen der Rinneneisen eingenietet werden, unterstützt. Die erstere Anordnung empfiehlt sich namentlich bei frei- und hochgelegenen Rinnen, welche einen bequemen Angriff für Stürme bieten.

Bei eisernen Pfetten und Sparren erfolgt die Befestigung der Rinneneisen mittels Schrauben an den Sparren oder Pfetten (Taf. 28, Fig. 2 und Taf. 58, Fig. 3). Im übrigen ist die Anordnung von der bei Holzdächern gebräuchlichen nicht verschieden.

Die Rinnen und Deckbleche werden fast stets aus Zinkblech Nr. 13 (0,85 mm stark), neuerdings aber auch aus verzinktem Eisenblech, gefertigt. Nur in den Fällen, in welchen die Dachdeckung aus mehrwertigem Metall (Blei oder Kupfer) besteht, ist auch die Rinne nebst allem Zubehör in dem gleichen Material herzustellen. Auch bei sehr schwer zugänglichen Rinnen kann die Verwendung von Blei oder Kupfer zur Erzielung größerer Dauer gerechtfertigt sein.

Soll die Rinne ohne weitere Vorkehrungen begehbar sein, so ist stärkeres Blech, Zink Nr. 14—16 zu wählen, auch ist dann zweckmäßig dem Rinnenboden eine korbbogenförmige Rundung zu geben (Taf. 58, Fig. 1).

Wie erwähnt werden in neuerer Zeit die Rinnen auch mehr und mehr aus verzinktem, 1—$1\frac{1}{2}$ mm starkem Eisenblech gefertigt. Diese Rinnen besitzen vor den Zinkrinnen mehrfache Vorzüge. Die einzelnen Stücke lassen sich entsprechend der größeren Tafellänge des Eisenbleches bis zu 4—6 m lang herstellen, wodurch die zu Undichtigkeiten am meisten Veranlassung gebenden Stöße an Zahl erheblich verringert werden. Ferner ist die Rinne aus Eisenblech steifer, tragfähiger und den Temperatureinflüssen weniger unterworfen, als die Zinkrinne. Am Stoß überdecken sich je zwei Rinnenstücke um 50—60 mm und werden mit einer doppelten Nietreihe verbunden, außerdem werden die Fugen durch Lötung gedichtet. Die Nietköpfe sind wie bei dem Wellblechdach durch Anstrich vor Rost zu schützen und scheint dies der einzige schwache Punkt der Rinne, welcher eine dauernde Unterhaltung beansprucht. Die Verzinkung der Rinne wird erst nach dem Biegen des Bleches bewirkt. Der Abstand der zur Unterstützung dienenden Rinneneisen kann bei der großen Tragfähigkeit der Rinne 1 m und wohl auch mehr betragen.

Das dem Dache zugekehrte obere Ende der aus beliebigem Material gefertigten Rinne wird mit dem oberen Deckblech verfalzt, welches auf der Schalung entweder durch die Befestigungsschrauben des Rinneneisenhalters (Taf. 57, Fig. 3 und 4), oder durch Umfalzen um vorhandene Querlatten, oder Quereisen in der aus Taf. 28, Fig. 4 und Taf. 50, Fig. 2a ersichtlichen Weise, oder noch besser durch Haften nach Fig. 6, Taf. 57 und Fig. 1, Taf. 58 befestigt wird. Sind hierbei Niete und Schrauben behufs Befestigung anderer Konstruktionsteile durch das Blech zu führen, oder erfolgt die Befestigung überhaupt wie im ersten Fall durch die Schrauben der Rinneneisen, so ist die Anwendung der in Fig. 313, S. 196 dargestellten Konstruktion rätlich. In dem durch die eingelegten Ringe gebildeten Spielraum kann sich das Verkleidungsblech ungehindert bewegen, falls es mit länglichen Löchern versehen ist.

Die Breite des oberen Verkleidungsbleches richtet sich nach der Dachneigung, sowie nach dem zwischen dem Deckungsmaterial und der Schalung verbleibenden Hohlraum.

An der dem Dache gegenüberliegenden Seite wird das Rinnenblech umgebördelt und in eine entsprechende Öse des Rinneneisens eingeschoben (Taf. 57, Fig. 1, 3, 4; Taf. 58, Fig. 2). Zur besseren Versteifung des äußeren Rinnenrandes ist es zweckmäßig ein etwa 10 mm starkes Rundeisen in die Umbördelung einzufalzen (Taf. 52, Fig. 4 und Taf. 57, Fig. 4 a).

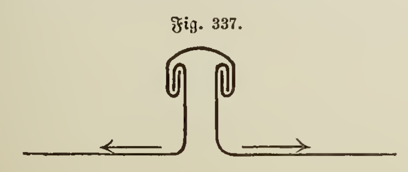
Wird die Vorderseite der Rinne durch ein profilirtes oder gewelltes Zinkblech verkleidet, so wird auch vielfach die Rinne mit diesem vorderen Verkleidungsblech durch Falz verbunden (Taf. 58, Fig. 1), oder es werden die Rinnen- und Verkleidungsbleche mittels einer gemeinsamen Blechkappe überdeckt und mit dieser verfalzt (Taf. 57, Fig. 5 und 6).

Das Verkleidungsblech selbst wird an den Rinneneisen mittels Haftern befestigt, welche einen gewissen Spielraum für Wärmeausdehnung gestatten (Taf. 57, Fig. 3, 5 und 6; Taf. 58, Fig. 1). Bei Fig. 3, Taf. 57 ist das Verkleidungsblech am oberen Ende nicht mit der Rinne verfalzt, sondern mittels Stift an dem oberen Ende des Rinneneisens befestigt (Fig. 3 c). Hierbei sind im Blech längliche Löcher für die Längenverschiebung vorzusehen. — Die Verfalzung des Verkleidungsbleches mit der Rinne ist dieser letzteren Anordnung jedoch vorzuziehen.

Man vermeide, wie vielfach geschieht, das vordere Verkleidungsblech mit dem Abdeckblech des Hauptgesimses (wo ein solches vorhanden) zu verlöten, da hierdurch einesteils der Wasserabfluß bei undichter Rinne, anderseits die gegenseitige Verschiebung der Bleche bei Wärmeausdehnung behindert wird.

Bei sehr langen Rinnen empfiehlt es sich, um übermäßige Längenverschiebungen zu vermeiden, in Abständen von etwa 30 m in den Gefällbrechpunkten die Rinne zu unterbrechen. Hierbei wird die Rinne beiderseits durch angelötete Stirnbleche abgeschlossen und die Fuge zwischen zwei Stirnblechen durch Verfalzen des oberen Randes der letzteren mit einem Deckblech gedichtet (Fig. 337).

Fig. 337.



Das untere Verkleidungsblech hat den Zweck, das vor den Sparren hinlaufende Stirnbrett und das Hauptgesims vor Wasserzutritt und Verwitterung zu schützen, auch soll durch dasselbe der Eintritt von Wasser in die zwischen dem Stirnbrett und dem Mauerwerk verbleibende Fuge verhindert werden. Besteht das Hauptgesims aus wetterbeständigem Material (Granit, Klinker in Zement, Basaltlava, fester Sandstein, Schiefer u. a.), und ist die obere Neigung mindestens 1 : 3, so kann hier das Abdeckungsblech entbehrt werden.

Das untere Schutzblech greift dann nur so weit auf das Hauptgesims über, daß ein Eindringen von Wasser in die Fuge zwischen Holz und Mauerwerk mit Sicherheit verhütet wird (Taf. 57, Fig. 3; Taf. 58, Fig. 1).

Das untere Verkleidungsblech wird am oberen Ende mit dem Stirnbrett durch die Befestigungsschrauben der Rinneneisen oder durch Haften verbunden, wobei die oben bezüglich der Befestigung des oberen Verkleidungsbleches gegebenen Regeln zu beachten sind. Das untere Ende des Verkleidungsbleches wird am Hauptgesims in Abständen von nicht über 60 cm mittels Steinschrauben oder Haftern befestigt.

Bei der Verbindung mit Steinschrauben (Taf. 57, Fig. 6; Taf. 58, Fig. 1) wird die über das Verkleidungsblech vorstehende Mutter durch eine aufgelötete Zinkkappe überdeckt. Statt der Steinschrauben werden auch eingegipste Drahthalter (Taf. 57, Fig. 4 c und Taf. 58, Fig. 3) verwendet. Für eine geringe Beweglichkeit des Bleches kann bei dieser Befestigungsart nur durch längliche Löcher gesorgt werden.

Besser ist die Verbindung mit Haften, bei welcher ein Durchlochen des Bleches überhaupt vermieden, und letzterem volle Beweglichkeit gewährt wird. Das hintere einwärts gebogene Ende der aus verzinktem Eisenblech bestehenden Haften wird hierbei in dem Hauptgesims mittels Blei- oder Zementdübel sicher befestigt, das andere Ende reicht über die Vorderkante des Hauptgesimses hinaus und ist hier nach unten abgebogen. Das Verkleidungsblech umfaßt alsdann diesen Haken mittels Falz (Taf. 57, Fig. 5 und Taf. 58, Fig. 2).

Bei Holzzementdächern ist entlang der Traufe ein Randblech aus Zink anzuordnen, welches das Herabrollen von Kies in die Rinne verhindern soll (Taf. 58, Fig. 2). Das Blech wird auf dem oberen Verkleidungsblech aufgelötet und durch gleichfalls aufgelötete pyramidenförmige Bleche gestützt.

Zur Durchführung des Wassers sind Öffnungen in die Zinkbrüstung eingeschnitten.

Die Vorkehrungen zum Begehen der Rinnen können in verschiedener Weise getroffen werden. Bei Fig. 3, Taf. 57 ist der Rinnenboden durch 3 cm starke mit Holzteer getränkte kieferne Bretter unterstützt, welche auf den Quersprossen der Rinneneisen mittels Schrauben befestigt sind. Bei Fig. 5, Taf. 57 lagern diese Bretter auf keilförmigen Holzunterlagen. In Fig. 6, Taf. 57 ist der obere Rinneneisenhalter wagerecht gestaltet und hierauf eine 4 cm starke Laufbohle mittels Hakenschraube aufgeschraubt.

Über die Anbringung der Laufbohlen bei Kehlrinnen der

Glas-, beziehungsweise Wellblechdächer sind Beispiele bereits S. 196 angeführt. Bei Wellblech werden hierbei die Trageisen stets auf der Wellblechdecke befestigt (Taf. 28, Fig. 4), damit sich das obere Bekleidungsblech zwischen Wellblech und Fußpfette beliebig bewegen kann, was bei Aufnietung der Trageisen auf den Fußpfetten nicht der Fall sein würde.

Die in Fig. 1, Taf. 58 dargestellte Rinne kann vermöge ihrer Form und des verwendeten kräftigen Zinkblechs (Nr. 15) ohne weitere Schutzmaßregeln begangen werden.

Ein Schneeschutzgitter ist in Fig. 3, Taf. 58 dargestellt. Dasselbe besteht aus zwei durchlaufenden wagerechten Winkeleisen, welche an senkrechten, in Abständen von etwa 2,0 m angebrachten und auf dem Wellblech befestigten Eisenstäben angenietet sind. Bei Glasdächern sind die Stützen an den Sprosseneisen, bei anderen Deckungsarten auf der Holzschalung zu befestigen. In letzterem Fall wird die Dichtung der Fuge zwischen Stütze und Dach mit Bleiblech bewirkt. — —

* * *

Die Abfallrohre werden in der Regel aus demselben Blech wie die Dachrinnen hergestellt und erhalten meist einen Durchmesser von 13—15 cm. Mit Rücksicht auf Beschädigungen empfiehlt es sich, im unteren Teil bis über Manneshöhe gußeiserne Abfallrohre zu verwenden. Die Rohre werden in Abständen von etwa 1,5 m mittels eiserner verzinkter Schellen am Mauerwerk befestigt. Am oberen Ende werden die Rohre mit dem Rinnenboden, in welchem sich eine entsprechende Öffnung befindet, verlötet, oder es reicht ein mit der Rinne verlöteter Rohrstutzen trichterförmig in das Abfallrohr hinein. Falls die Rinne auf einem Hauptgesims lagert, ist in letzterem eine entsprechende Öffnung für das Abfallrohr auszusparen.

Zwölftes Kapitel.

Eiserne Dachstühle der Sattel-, Pult- und Tonnendächer.

§ 1.

Die Verwendung des Eisens bei Dachstühlen.

Bereits in der Einleitung sind die Gründe angeführt, welche bei den Hochbauten für den Ersatz des Holzes durch Eisen sprechen. Während nun bei den Decken hauptsächlich die Bildung von Fäulnis und Schwamm in den mit den Köpfen eingemauerten Balkenhölzern das Bestreben nach Verwendung eines dauerhafteren Materials förderte und so schon bei kleinen Spannweiten die Verwendung von Eisen geeignet erscheinen ließ, kommt der genannte Umstand bei den Dachstühlen, bei welchen die Hölzer frei und leicht zugänglich gelagert werden können, weniger in betracht. Auch die Feuersicherheit wird durch Anwendung von Eisen nur insoweit herbeigeführt, als ein Zusammensturz des Dachstuhles und die damit verbundene Zerstörung darunter liegender Gebäudeteile in den meisten Fällen ausgeschlossen sein wird. Ebenso wird ein Zünden durch Flugfeuer von außen um so weniger eintreten, je mehr auch bei der Deckung die Anwendung von Holz und brennbaren Stoffen vermieden wird. Ein vollständig feuersicheres Dach wird jedoch nur unter Anwendung der für die feuerfesten Decken gegebenen Konstruktionen zu erreichen sein. Man müßte demnach ein solches Dach gleich einer wagerechten Steindecke mit geringer Neigung für den Wasserabfluß auszuführen und mit Holzzementdeckung zu versehen haben. —

Bei den meisten Gebäuden liegt die Notwendigkeit eines derartig feuerfesten Daches nicht vor. Da nun außerdem wie vorerwähnt auch die Dauer und Haltbarkeit des Holzes eine befriedigende ist, so wird man zweckmäßig alle die Dachstühle, welche bei geringer Spannweite nur einfache Anordnungen erfordern, noch so lange in Holz ausführen, als die Kosten des eisernen Dachstuhls noch wesentlich höher sind, als die des hölzernen. Während daher bei Wohngebäuden, für welche die obigen Voraussetzungen gewöhnlich zutreffen, das Eisen bereits in größerem Umfange bei Wand- und Deckenbauten Verwendung findet, wird das Dach fast noch durchweg in Holz ausgeführt.

Sobald jedoch größere Spannweiten, wie sie bei öffentlichen Gebäuden mit Versammlungsräumen, bei Fabrikwerkstätten, bei Speichergebäuden und bei Bahnhofshallen vorhanden sind, in betracht kommen, bietet das Eisen vermöge seiner größeren Festigkeit und Verbindungsfähigkeit derartige Vorzüge vor dem Holzbau, daß es den letzteren auf diesem Gebiete bereits größtenteils verdrängt hat. Indes können auch bei geringeren Spannweiten, bei welchen das Dach noch sehr wohl in Holz hätte ausgeführt werden können, Gründe vorliegen, welche für die Verwendung von Eisen sprechen. So pflegt man beispielsweise bei kleineren offenen Hallen im Hinblick auf das gefälligere Aussehen; bei Räumen mit Oberlichtern mit Rücksicht auf die geringere Verdunkelung der Lichtflächen dem Eisen den Vorzug zu geben.

Wie im 4. Kapitel bereits hervorgehoben, kommt das Gußeisen als Material für Träger nicht mehr in betracht. Dementsprechend werden auch die eisernen Dachstühle, bei welchen früher das Gußeisen in ausgiebigstem Maße Verwendung fand, in neuerer Zeit ausschließlich in Schmiedeeisen hergestellt. Wir werden daher auf die zahlreichen Beispiele der älteren gußeisernen Dächer nicht näher eingehen; dagegen können die teils in Holz, teils in Schmiedeeisen ausgeführten Dachbinder bei weniger wichtigen und nur vorübergehenden Zwecken dienenden Anlagen mit Rücksicht auf die geringeren Baukosten noch immer zweckmäßig sein. Die auf Druck in Anspruch genommenen Binderstäbe werden hierbei in Holz, die gezogenen Stäbe aus Rundeisen mit Spannschlössern hergestellt. In welcher Weise die Verbindungen zwischen den Holz- und Eisenteilen bei derartigen gemischten Konstruktionen bewirkt werden können, ist aus den Abbildungen 2, 3 und 5 auf Taf. 4 ersichtlich. —

Nachfolgend geben wir eine übersichtliche Zusammenstellung der wichtigeren in Schmiedeeisen ausgeführten Dachkonstruktionen.

Jahr der Erbauung	Bezeichnung	Konstruktionssystem	Spannweite m	Scheitelhöhe m	Gewicht f. d. qm Grundfläche kg	Bemerkungen
	A. Dächer mit geraden Sparren.					
1869	Dächer über Retortenhäusern Berliner Gasanstalten, entw. von J. W. Schwedler.	Französische Dachbinder.	18,8—31,1	—	—	Ztschr. f. Bauwesen 1869. Vgl. auch weiter unten und Taf. 63.
	B. Dächer mit gekrümmten Sparren.					
1851	Bahnsteighalle der Lime street Station in Liverpool, entworfen von Turner.	Sichelförmige Fachwerkträger, engl. Dach.	46,78	—	—	Ztschr. f. Bauwesen 1859, S. 299.
1853—55	Bahnsteighalle, Zentralbahnhof Birmingham, entworfen von Cooper.	dgl.	64,6	—	—	Ztschr. f. Bauwesen 1858, S. 447.
1866	Bahnsteighalle, St. Pancras Station, London, entworfen von Barlow.	Bogenfachwerk.	73,0	30	Binder 85 ausschl. Pfetten.	
1867—69	Bahnsteighalle, Niederschles.-Märk. Eisenbahn (jetzt Schles. Bahnhof), Berlin, entworfen von J. W. Schwedler.	Sichelförmige Fachwerkträger.	37,66	15,69	62	Ztschr. f. Bauwesen 1870, S. 165, Bl. 33.
1870	Bahnsteighalle, Görlitzer Bahnhof, Berlin, entworfen von Orth.	dgl.	37,04	—	56	Ztschr. f. Bauwesen 1872, S. 557.
1870—73	Bahnsteighalle, Nordwestbahnhof, Wien.	dgl.	39	—	65	Allgem. Bauzeitg., Wien 1873.
1866—67	Bahnsteighalle, Ostbahnhof, Berlin.	Bogenfachwerk mit drei Gelenken.	37,66	18,83	50	Ztschr. f. Bauwesen 1870, S. 3.
1870—71	Bahnsteighalle, Lehrter Bahnhof, Berlin.	dgl.	42	20	—	Deutsche Bauzeitg. 1871, S. 212 und 305.
1872	Retortenhaus der engl. Gasanstalt, Berlin, entworfen von J. W. Schwedler.	dgl.	32,95	16,48	45,7	Ztschr. f. Bauwesen 1872, S. 43.
1872	Palmenhaus Flora, Charlottenburg.	dgl.	37,6	18,6	32	Deutsche Bauztg. 1873.
1874	Bahnsteighalle, Magdeburg, Westseite, entworfen von J. W. Schwedler.	Gitterbogen mit drei Gelenken.	27,5	—	—	Ztschr. f. Bauwesen 1879, S. 495.
1879	Bahnsteighalle, Hannover.	Zwei Hallen. Vollwandbogen mit hochliegenden Kämpfergelenken.	37,12	15,9	—[1]	Deutsche Bauzeitg. 1879, S. 357 und 379.
1879	Bahnsteighalle, Anhalter Bahnhof, Berlin.	Flacher Fachwerkbogen m. drei Gelenken und hochliegendem Kämpfer.	60,72	34,25	51 nur die Binder	Deutsche Bauzeitg. 1879, S. 11, 21 und 41.
1883	Bahnsteighalle, Schlesischer Bahnhof (Stadtbahn Berlin)	Bogenfachwerk mit drei Gelenken und tiefliegendem Kämpfer.	54,35	19	106	Zeitschrift f. Bauwesen 1885; s. auch w. unt. u. Taf. 31 d. vorl. Buchs.
	„ Bahnhof Alexanderplatz (Stadtbahn Berlin)		37,1	19	142,7	
	„ Bahnhof Friedrichstraße (Stadtbahn Berlin)		37,2	20	139,0	
1888	„ Hauptbahnhof Frankfurt a/M.	Dreischiffige Halle. Bogenfachwerk, drei Gelenke m. tiefliegendem Kämpfer.	je 56 zusammen 168	28,6	134 ohne Wellblech	Deutsche Bauzeitg. 1888, S. 433.
1888—89	Maschinenhalle der Pariser Weltausstellung (Dutert & Contamin).	Bogenfachwerk mit drei Gelenken.	114	45	—	Deutsche Bauzeitg. 1888, S. 414.

1) Die Kosten für das qm fertige Halle betrugen 37 M.

§ 2.

Allgemeine Anordnung der Dachstühle.

Die in vorliegendem Kapitel zu betrachtenden Dachstühle haben das gemeinsame, daß die Hauptträger (Binder) unter sich parallel oder annähernd parallel sind. Sie unterscheiden sich hierin von den Zelt- und Kuppeldächern, bei welchen die Binder strahlenförmig nach einem gemeinsamen Mittelpunkt laufen. Der Grundriß der Dächer mit parallelen Bindern ist gewöhnlich ein Rechteck, oder eine aus Rechtecken zusammengesetzte Figur. Es gehören hierher aber auch Dächer mit ringförmigem Grundriß, welche bei Lokomotivschuppen und bei im Bogen belegenen Bahnhofshallen häufiger zur Ausführung kommen. Bei derartigen Dächern sind zwar die Binder ebenso wie bei den Zelt- und Kuppeldächern nach einem gemeinsamen Mittelpunkt gerichtet; sie unterscheiden sich jedoch dadurch wesentlich von den letztgenannten Dächern, daß dieser Mittelpunkt nicht innerhalb, sondern außerhalb des Gebäudes liegt und dementsprechend die ganze Bauart in gleicher Weise erfolgt, wie bei den Dächern mit parallelen Bindern.

Die Dachstühle mit parallelen Bindern zeigen die nämliche Zusammensetzung, wie die Decken, nur daß die Oberfläche dem Zweck des Daches entsprechend geneigt ist, während bei den Decken eine ebene wagerechte Fläche zu unterstützen ist. Auch hier wird demnach die eigentliche Dachfläche, welche aus dem Deckungsmaterial und der etwa zur Unterstützung derselben vorhandenen Schalung, oder Lattung besteht, zunächst von leichteren Trägern, den Dachträgern unterstützt, welche ihrerseits teils unmittelbar auf den Umfassungswänden, teils auf Hauptträgern, teils auch auf Zwischenträgern, je nach der Größe der zu überdachenden Räume gelagert sind. Diese Dachträger werden sämtlich (vom Längenverband abgesehen) nur auf Biegung, nicht aber durch in der Richtung der Schwerachse wirkende Kräfte beansprucht. Anders liegt die Sache bei den in den beiden nächsten Kapiteln zu besprechenden Mantelkonstruktionen der Zelt- und Kuppeldächer. Hier bilden die Dachträger mit den Hauptträgern (Gratbindern) ein gemeinschaftliches Ganze, ein Raumfachwerk, bei welchem die Kreuzungspunkte der einzelnen Stäbe als Gelenkpunkte eines Fachwerks, die Stäbe selbst als Fachwerkstäbe anzusehen sind, welche sowohl durch achsiale, als auch zum Teil durch Biegungskräfte beansprucht werden.

Zur rechnerischen Behandlung der Dächer mit parallelen Bindern sind somit die in den Kapiteln 4, 6 u. 7 gegebenen Grundlagen vollständig ausreichend; die bei den Zelt- und Kuppeldächern erforderlichen Rechnungsarten werden wir besonders im 14. Kapitel behandeln.

Der äußeren Form nach unterscheiden wir bei den Dächern mit parallelen Bindern die Sattel-, Pult- und Tonnendächer. Die Kennzeichen dieser Dachformen können hier als bekaunt vorausgesetzt werden, andernfalls wird auf den zweiten Band, Kap. 6 verwiesen. Die Bauart ist bei den genannten Formen durchweg die gleiche.

Die senkrecht zur Traufe liegenden Dachträger heißen Sparren, die parallel zur Traufe liegenden Pfetten. Je nachdem die Dachfläche unmittelbar von Sparren, oder von Pfetten gestützt wird, heißt das Dach Sparren-, beziehungsweise Pfettendach. Alle auf Lattung gedeckten Dächer sind Sparrendächer, die Dächer mit Schalung können sowohl Sparren- als Pfettendächer sein, die Glasdächer werden meist als Sparrendächer (vgl. Kap. 10), die Wellblechdächer stets als Pfettendächer ausgebildet (vgl. Kap. 11). Bei Anwendung von Holzschalung, oder Lattung ist es mit Rücksicht auf die leichtere Befestigung wünschenswert, auch hölzerne Dachträger zu verwenden. Bei den weiter erforderlichen Trägern (Pfetten und Bindern) kann das Holz durch Eisen ersetzt werden. Glas- und Wellblechdeckungen werden fast stets auf durchweg eisernen Dachstühlen ausgeführt.

Bei den Sparrendächern beträgt der Abstand der Sparren, je nach der Tragfähigkeit der Dachfläche, selten über 1,0 m. Die Unterstützung dieser Sparren erfolgt nur bei kleinen Pultdächern unmittelbar durch die Umfassungsmauern. Fast stets wird eine Unterstützung durch Pfetten, deren Abstand von der Tragfähigkeit des Sparrens abhängt, notwendig. Die Pfetten ruhen entweder auf den Umfassungswänden, oder bei zu großem Abstand der letzteren auf den Hauptträgern des Daches, den Dachbindern. Letztere können wieder, wenn Längsscheidewände vorhanden, aus mehreren Trägern mit Stützen bestehen (Taf. 20 und 62), oder sie überspannen freitragend den ganzen Raum zwischen den beiden Längsfronten des Gebäudes.

Bei den Pfettendächern kommen die Sparren in Fortfall. Die Pfette übernimmt gleichzeitig die Aufgabe der Sparren, wodurch der Pfettenabstand entsprechend der Tragfähigkeit der Decke geringer wird, als bei den Sparrendächern. Entweder rücken infolgedessen die Knotenpunkte der Dachbinder dichter aneinander (Taf. 62), oder es müssen die oberen Gurtungen der Binder durch Zwischenlastpunkte auf Biegung beansprucht werden (Taf. 63, Fig. 2). Die Pfettendächer sind in der Regel nur bei großer Tragfähigkeit des Deckmaterials (Wellblech), welche einen größeren Pfettenabstand gestattet, oder auch bei leichten Dächern (Pappdächern), bei welchen der Obergurt des Binders durch die Zwischenlastpunkte nicht zu sehr auf Biegung beansprucht wird, oder schließlich bei Bogenbindern, bei welchen die Beanspruchung des Obergurtes auf Biegung ohne belang ist, von Vorteil.

Die Binderentfernung wird bei Sparren- und Pfettenträgern gewöhnlich so gewählt, daß man für die Pfetten mit leichteren gewalzten Profileisen auskommt. Nur in Aus-

nahmefällen, bei besonders großen Spannweiten und Rücksichten ästhetischer Natur, kommen Fachwerkträger als Pfetten in Anwendung. Bei Verwendung von Holzpfetten wird die Binderentfernung nicht über 3—4 m betragen dürfen, wenn die gewöhnlichen Holzbalkenstärken noch ausreichen sollen.

* * *

Bei Gebäuden von großer Tiefe, bei welchen die Beleuchtung zum Teil durch Oberlicht bewirkt werden muß, hat das Bestreben, möglichst steile u. U. senkrechte Glasflächen zu erzielen, dazu geführt, die Grundfläche durch Säulenstellungen in mehrere Streifen zu zerlegen, welche teils durch in verschiedenen Höhen angeordnete Sattel- und Pultdächer, teils durch ungleich geneigte Satteldächer überdeckt werden. In den ganz, oder nahezu senkrechten Wänden, welche zwischen den einzelnen Dachflächen liegen, werden dann die Fenster angebracht. Für Fabrikräume ist die Anordnung der in Fig. 291, S. 185 dargestellten Sheddächer sehr gebräuchlich, während bei Gebäuden mit weiteren Säulenstellungen (Markthallen, Lokomotivschuppen u. a.) die Anordnung nach Taf. 62 zweckmäßig erscheint.

* * *

Bei allen Dächern, welche eine Angriffsfläche für den Wind bieten, darf eine Prüfung der Standsicherheit der Umfassungsmauern und des Daches selbst gegen einseitigen Windstoß nicht unterlassen werden. Wirkt der Windstoß in der Querrichtung des Gebäudes, so müssen entweder die Umfassungswände stark genug sein, um den in den Auflagern der Binder zur Wirkung kommenden Schub (vgl. S. 163) aufzunehmen, oder es muß die Decke, oder auch die Dachfläche selbst als geneigter Träger ausgebildet werden, welcher den Winddruck auf die nächsten Querwände überträgt. Sind keine Querwände vorhanden, wie bei beiderseits offenen Hallen, oder sind sie soweit auseinander gelegen, daß eine Ausbiegung des Daches senkrecht zur Längsrichtung gefürchtet werden muß, so sind entweder die Binder bis zum Fundament hinabzuführen (Taf. 30 und 31), oder es müssen die tragenden Längswände zur Aufnahme des Binderschubs befähigt werden. Dies geschieht bei massiven Umfassungsmauern durch angemessene Verstärkung des Mauerwerks mittels vorgelagerter Pfeiler unter den Bindern; bei Fachwerkwänden, oder Säulenunterstützung durch Einmauerung und Verankerung der die Binder unterstützenden Stile und Säulen mit dem Fundament (Taf. 28).

Wirkt der Wind in der Längsrichtung des Gebäudes, so sind in der Regel die für die Querrichtung getroffenen Vorkehrungen, soweit sie in einer Aussteifung der Dachfläche bestehen, ausreichend diesen Schub auf die Längswände des Gebäudes zu übertragen. Sind keine Längswände, sondern nur freistehende Säulen vorhanden, so muß die Säule auch in der Längsrichtung genügend steif ausgebildet und mit dem Fundament verankert werden. Über die Einzelheiten der Anordnung der Windversteifungen werden im § 6 die nötigen Anleitungen gegeben werden.

* * *

Besondere Schwierigkeiten in der Anordnung des Dachstuhls ergeben sich dann, wenn mehrere Dächer im Winkel gegeneinander stoßen, oder auch, wenn das Dach mit Walmflächen versehen wird. Von den hierbei anzuwendenden Maßregeln wird § 7 handeln. Die Walmdächer bilden bereits den Übergang zu den Zelt- und Kuppeldächern und können u. U. wie diese freitragend ausgebildet werden, wodurch gewöhnlich eine größere Leichtigkeit des Dachstuhls und stets eine vollständige Freihaltung des Innenraumes von Bauteilen erreicht wird.

§ 3.

Die Sparren.

Der Querschnitt der Holzsparren ist stets ein rechteckiger, derjenige der Eisensparren meist ein ⊥-, oder I-förmiger. Auf den eisernen Sparren wird Schalung und Lattung gewöhnlich durch Nägel mit umgeschlagenen Spitzen, oder mittels Holzschrauben, für welche Löcher in den Sparrenflansch einzubohren sind, befestigt. Statt dessen können auch Holzleisten an den Sparren angebolzt werden, auf welchen dann die Schaldecke wie bei Holzsparren aufgenagelt wird. Mitunter hat man auch L-Eisen an Stelle der Holzlatten angewendet. Man erhält auf diese Weise ein vollständig ohne Holz hergestelltes Dach. Für derartige eiserne Latten genügen L-Eisen von 45 . 45 . 7 mm, deren Abstand a bei 39 cm langen Ziegeln etwa $27^1/_2$ cm; bei Schiefer je nach der Länge der Tafeln etwa 25—35 cm; bei Blechtafeln bis 1,5 m beträgt. Ist l die Sparrenentfernung, so ergibt sich das erforderliche Widerstandsmoment der Latten annähernd nach Gleichung (5), S. 189 zu:

$$W = 2{,}2\, a\, l^2 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (1)$$

worin a und l in m, W in cm³ einzusetzen ist. Das kleinste praktisch verwendbare Winkeleisen 45 . 45 . 7 besitzt ein Widerstandsmoment von 2,57 cm³, mithin ist der zulässige Sparrenabstand für dasselbe:

$$l = \frac{1{,}08}{\sqrt{a}}$$

und demnach für:

a =	0,25	0,275	0,30	0,35	1,00	1,50 m
l =	2,16	2,06	1,97	1,82	1,08	0,88 m.

Bei Holzlatten und Holzschalung beträgt die Sparrenentfernung je nach der Schwere der Deckung und der Tragfähigkeit der Holzdecke 75—100 cm. Über 1,0 m Sparrenentfernung geht man selbst bei leichten Dächern wegen des andernfalls zu befürchtenden Werfens der Schalbretter und Latten nicht hinaus.

Die Berechnung der Sparren erfolgt ganz in der Kap. 10, S. 188 für die Sprossen der Oberlichter entwickelten Weise, nur daß statt des Glasgewichts das Gewicht der jeweiligen Deckung und außerdem ein etwas steilerer Neigungswinkel für das Abgleiten des Schnees einzuführen ist.

Es sei

α = Neigungswinkel des Daches,
e = Eigengewicht der Deckung, der Schalung und des Sparrens, s = Schneelast, w = Winddruck } f. d. qm Dachfläche in kg
a = Abstand der Sparren in m
l = Abstand der Pfetten „ „

so ist zunächst:

$$s = 75 \cos\alpha$$
$$w = 120 \,.\, \sin(\alpha + 10).$$

e und s wirken lotrecht, w senkrecht zur Dachfläche.

Zerlegt man e und s in eine senkrecht zum Sparren und eine in Richtung des Sparrens wirkende Seitenkraft und vernachlässigt die letztere, so ist die f. d. qm Dachfläche senkrecht zum Sparren wirkende Gesamtkraft:

$$q = (e + s)\cos\alpha + w$$
$$= (e + 75\cos\alpha)\cos\alpha + 120 \,.\, \sin(\alpha + 10)$$

und das erforderliche Widerstandsmoment des Sparrens

$$W = \frac{a q l^2}{72} \text{ bei Schmiedeeisen}^{1)} \quad . \quad . \quad . \quad (2)$$

$$W = \frac{a q l^2}{5{,}6} \text{ bei Holz} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (3)$$

Der volle Schneedruck ist nur bis zu einer Dachneigung von etwa 35° zu rechnen. Bei steilerem Dach gleitet der Schnee ganz, oder wenigstens zum Teil ab; es empfiehlt sich daher bei 40° noch die halbe Schneelast, bei 50° gar keine Schneelast mehr anzunehmen. Hiernach ergeben sich die in nachstehender Tabelle berechneten Werte von q für verschiedene Dachdeckungsarten und Neigungswinkel.

Bei der Bestimmung des Sparrenquerschnitts ist ebenso wie bei den Decken auf die Durchbiegung Rücksicht zu nehmen (vgl. Kap. 4, S. 68). Da jedoch stoßweise Belastungen bei Dächern gar nicht und die der Berechnung zu Grunde gelegten größten Belastungen nur äußerst selten vorkommen, so genügt es bei den Sprossen und Sparren etwa $^1/_{50}$, bei den Pfetten je nach Spannweite, Pfettenabstand und Belastung $^1/_{30}$ bis $^1/_{50}$ der Spannweite (vgl. § 4) als geringste Trägerhöhe anzunehmen. Bei einer Beanspruchung von 900 kg ergeben sich dann die größten

Tabelle a.

Art der Eindeckung	e = Gewicht von 1 qm Dachfläche kg	Werte von $q = (e + 75\cos\alpha)\cos\alpha + 120\sin(\alpha + 10)$ in kg bei einer Dachneigung α =									
		5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	50°	60°
Zink- und Eisenwellblech ohne Schalung auf Eisen	25	130	138	145	150	153	155	156	133	120	126
Pappdach	40	145	153	159	164	—	—	—	—	—	—
Zink-, Eisen- u. Kupferblech auf Schalung oder Lattung	45	150	158	164	168	171	173	172	149	133	136
Glas auf Eisen	50	155	163	169	173	176	177	176	152	136	138
Schieferdach auf Schalung oder Lattung	80	—	—	—	202	203	203	201	175	155	153
Einfaches Ziegeldach und Falzziegeldach	100	—	—	—	—	221	220	217	191	169	163
Doppelziegeldach	140	—	—	—	—	257	255	250	221	194	183
Holzzementdach	220	326	—	—	—	—	—	—	—	—	—

1) k für Schmiedeeisen kann bei den eisernen Dachstühlen mit Rücksicht auf die Seltenheit der ungünstigsten Belastung durchweg zu 900 kg f. d. qcm angenommen werden.

Durchbiegungen im Ausnahmefall der vollen Belastung zu $^1/_{210}$ beziehungsweise $^1/_{350}$ der Stützweite.

Beispiel:

Die Sparrenentfernung a bei einem Schieferdach betrage 0,9 m; Entfernung der Pfetten $l = 3{,}5$ m; Dachneigung $= 1:2 = 26^0\,34'$; q nach vorstehender Tabelle $= 203$.

Hiernach bei eisernen Sparren nach Gleichung (2)

$$W = \frac{0{,}9 \cdot 203 \cdot 3{,}5^2}{72} = 31{,}1,$$

bei hölzernen Sparren nach Gleichung (3)

$$W = \frac{0{,}9 \cdot 203 \cdot 3{,}5^2}{5{,}6} = 400.$$

In Holz genügt ein Balken von 12/15 cm Stärke, dessen $W = 450$;

in Eisen ⊥-Profil Nr. 14/7, dessen $W = 37{,}8$,
oder I-Profil Nr. 10, dessen $W = 34{,}4$.

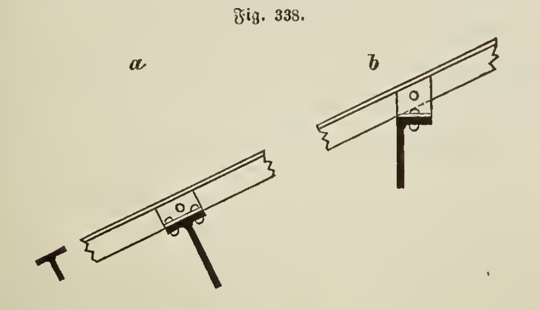
Diese Profile genügen auch in bezug auf Durchbiegung.

* * *

Die Befestigung der hölzernen Sparren auf eisernen Pfetten erfolgt durch Aufkämmen des Sparrens um mindestens $1^1/_2$, besser 2 cm. Wenn der Pfettensteg senkrecht zur Sparrenrichtung verlegt ist, so wird der Sparrenausschnitt ein gleichmäßig rechteckiger, im anderen Falle ein trapezförmiger (Taf. 61, Fig. 2). In beiden Fällen werden die Sparren außerdem mittels Holzschrauben auf den Pfetten befestigt.

Die eisernen Sparren werden bei T-Form mittels seitlicher Winkeleisen mit den Pfetten verbunden, wobei es gleichgültig ist, ob der obere Pfettenflansch in der Ebene des Daches sich befindet (Fig. 338a), oder ob er wagerecht steht (Fig. 338b). Sparreneisen, welche einen unteren

Fig. 338.



Flansch besitzen, wie I- und [-Eisen, werden gewöhnlich auf die Pfette genietet, falls letztere mit dem oberen Flansch in einer Ebene mit dem Dache sich befindet, andernfalls ist der untere Flansch am Auflager auszuhauen, worauf die Befestigung in derselben Weise wie bei Fig. 338b erfolgen kann.

§ 4.

Die Pfetten.

Bei nicht zu großer Binderentfernung (3—3,5 m) lassen sich die Pfetten noch aus Holz herstellen, in der Regel werden jedoch, wenn eiserne Binder zur Verwendung gelangen, auch eiserne Pfetten gewählt, da diese namentlich bei schwereren Dächern eine größere Binderentfernung und eine entsprechende Materialersparnis ermöglichen. Nur bei Pfettendächern, bei welchen die hölzerne Lattung, oder Schalung unmittelbar auf den Pfetten befestigt zu werden pflegt, ist Holz der bequemeren Befestigung halber mitunter vorzuziehen. Die Holzpfetten werden dann am besten in die Ebene der Dachfläche gedreht und mittels seitlicher Winkeleisen und Bolzen auf den Bindergurten befestigt (Taf. 62, Fig. 2 und 3).

Fehlt dagegen eine Holzschalung, so wird selbst bei Pfettendächern mit ziemlich enger Pfettenteilung, wie sie u. a. bei Deckung mit Zinkwellblech notwendig wird, in der Regel Eisen zur Bildung der Pfette vorgezogen. Es genügen dann gewöhnlich Pfetten aus |_-Eisen, deren Höhe mit Rücksicht auf Durchbiegung (vgl. oben) nicht kleiner als $^1/_{40}$ bis $^1/_{50}$ der Spannweite zu bemessen ist. Die Befestigung auf dem Binder erfolgt hierbei durch ein zweites Winkeleisen (Taf. 54, Fig. 1a und Taf. 63, Fig. 2c), welches erforderlichenfalls bei genügender Schenkelhöhe auch gestattet die Pfette in verschiedenen Höhenlagen über dem Binder anzubringen.

Liegen die Pfetten, wie bei Dachdeckung mit eisernem Wellblech, weiter auseinander, so erfordert die größere Beanspruchung auch größere Pfettenprofile. In den meisten hierher zu rechnenden Fällen wird sich die Verwendung von _|‾-Eisen zu den Pfetten empfehlen. Dieselben werden mit dem Steg senkrecht zur Dachfläche angeordnet und nach Fig. 6, Taf. 55 mit dem unteren Flansch unmittelbar auf dem Binder festgenietet. Besser ist es außerdem, wie bei Fig. 6, Taf. 56, noch ein Winkeleisen am Auflager anzuordnen. Da die größte Tragfähigkeit des _|‾-Eisens dann vorhanden ist, wenn die angreifende Kraft in eine Ebene mit der Hauptachse y-y (Tab. 15) fällt, die Mittelkraft der auf die Pfette wirkenden Kräfte aber stets zwischen der Lotrechten und der Senkrechten zur Dachneigung liegen wird, so ist der untere Schenkel des _|‾-Eisens stets abwärts, der obere stets aufrecht gerichtet anzuordnen. Das _|‾-Eisen wird dann namentlich bei Dächern mittlerer Neigung im stande sein, bei gleichem Materialverbrauch mehr zu leisten, als alle anderen Pfettenprofile. Gleichzeitig ermöglicht diese Anordnung bei Wellblechdächern eine bequeme Befestigung der Wellblechdecke. Nur bei schweren Dächern, bei welchen die Tragfähigkeit der |_- und ‾|_-Eisen nicht ausreicht, werden an deren Stelle [- oder I-Eisen zu verwenden sein, welche

sowohl senkrecht zur Dachfläche, als auch lotrecht angeordnet werden können. Die erstere Anordnung empfiehlt sich mehr bei steilen Dächern, bei welchen die Schneelast wegfällt und hauptsächlich dem senkrecht zur Dachfläche wirkenden Winddruck Widerstand geleistet werden muß, während die letztere Anordnung bei flachen schweren Dächern (Holzzement), bei welchen die lotrechten Belastungen überwiegen, am Platze scheint. Bei der Befestigung dieser Pfetten auf den Bindern ist auf Sicherung gegen Schiefstellen (vgl. Kap. 4, § 10) Rücksicht zu nehmen. Letztere ist teils durch Befestigung mittels Winkeleisen nach Taf. 61, Fig. 1b, teils durch Anschluß an Knotenbleche, Taf. 63, Fig. 1d, 3a und 3d, oder am besten durch seitlichen Anschluß der Pfetten an die Bindergurtung mittels Winkellaschen wie bei Taf. 24, Fig. 1 und Taf. 25, Fig. 3 zu erreichen, während eine Befestigung nach Fig. 2a, Taf. 61 u. Fig. 1b, Taf. 63 aus dem angegebenen Grunde zu vermeiden ist. Bei letztgenanntem Beispiel würde der Übelstand durch Anordnung des punktirt gezeichneten Winkeleisens zu beseitigen sein.

Besitzen gewalzte Profileisen bei größeren Binderentfernungen und stärker geneigten Dächern nicht mehr genügende seitliche Steifigkeit, oder erfordern ästhetische Rücksichten ein thunlichst leichtes Aussehen, so werden die Pfetten als genietete Blechträger beziehungsweise als Fachwerkträger ausgebildet. Mit Rücksicht auf die Beanspruchung durch den senkrecht zur Dachfläche wirkenden Windstoß sind hierbei für den Obergurt Profile mit breiten wagerechten Winkelschenkeln und weit ausladenden Kopfplatten zu empfehlen. Statt dessen lassen sich auch vorteilhaft zwei gesonderte Fachwerkträger mit gemeinschaftlichem Kopf anordnen, wie solche zuerst von J. W. Schwedler bei einem Ziegeldach von 21 m Spannweite, später in größerem Umfang bei den Hallen der Berliner Stadtbahn und bei anderen Bauausführungen angewendet wurden. Der eine der beiden Träger liegt hierbei in der Richtung der Dachfläche, der andere senkrecht hierzu. (Siehe Taf. 31, Fig. 1 und 7, und Taf. 65, Fig. 2.) Die Untergurte beider Pfetten werden durch einzelne Stäbe verbunden, so daß ein Ausbiegen der schrägliegenden Pfetten infolge des Eigengewichts ausgeschlossen ist. Das Netzwerk wird aus kleinen Flach- und Winkeleisen gebildet. Durch eine derartige Anordnung erhält man eine außerordentlich leistungsfähige Pfette bei geringem Materialaufwand.

Bei den Verbindungen der Pfetten mit den übrigen Teilen des Daches ist darauf zu achten, daß die Wärmeausdehnung der meist in beträchtlicher Länge durchlaufenden Pfetten ermöglicht wird, ohne daß andere Teile des Daches, namentlich die Binder, in Mitleidenschaft gezogen werden. Dies wird gewöhnlich durch Anordnung länglicher Löcher in den Pfetten an den Stößen der letzteren, oder an den Verbindungsstellen mit den Bindern erreicht. Es muß hierbei der nötige Spielraum am Stoße verbleiben und die Verbindung mittels Schrauben (nicht Nieten) bewirkt werden. Bei den über den Bindern durchlaufenden Pfetten ordnet man die Stöße, um die Befestigung auf den Bindern nicht zu erschweren, in geringer Entfernung seitlich von den Bindern an; bei den seitlich an den Bindergurten nach Taf. 24, Fig. 1 befestigten Pfetten fällt selbstredend der Stoß mit der Anschlußstelle zusammen.

* * *

Berechnung der Dachpfetten.

Die Pfetten werden bei Sparrendächern durch den Auflagerdruck der Sparren, bei den Pfettendächern unmittelbar durch den Druck der Decke, im ersten Falle durch Einzellasten, im zweiten durch gleichmäßig verteilte Last beansprucht. Es ist jedoch zulässig, auch im ersten Fall der Berechnung eine gleichförmig verteilte Last zu Grunde zu legen. — Da Eigengewicht und Schnee senkrecht zur Grundfläche, der Windstoß senkrecht zur Dachfläche wirken, so ist die Mittelkraft der auf die Pfette wirkenden Kräfte schief gerichtet und zwar beträgt die Abweichung vom Lote zwischen 0 und α^0, wenn α der Neigungswinkel des Daches. Je nach der Neigung des Daches sind zwei Fälle zu unterscheiden, für welche eine verschiedenartige Berechnungsweise am Platze ist.

Erster Fall.

Bei flachen Dächern bis etwa zu 15° Neigung (1:4) ist die Abweichung der Mittelkraft von der Lotrechten so gering, daß sie vernachlässigt werden kann. Die Belastung ist dann in der Ebene der Hauptachse des Pfettenquerschnitts wirkend anzunehmen, gleichgültig, ob der Pfettensteg senkrecht zur Grundfläche, oder zur Dachfläche angeordnet ist. Jedoch ist in diesen Fällen die erstgenannte Stellung der Pfette, namentlich bei schweren und nicht ganz flachen Dächern, stets vorzuziehen. Ist alsdann q die Last für das qm Dachfläche aus Eigengewicht, Schnee und Wind, a der Pfettenabstand, l die Binderentfernung, so ist das erforderliche Widerstandsmoment des Pfettenquerschnitts wie bei den Sparren:

bei Eisen $W = \frac{a q l^2}{72}$ . . (4)

bei Holz $W = \frac{a q l^2}{5{,}6}$ . . (5)

(Hierin ist q in kg, a und l in m einzusetzen.)

Die Werte für q sind aus Tabelle a, S. 220, soweit Dachneigungen von 5—15° in betracht kommen, zu entnehmen.

Bei der Bestimmung des Querschnitts sind hierbei nur solche Profile zu wählen, welche auch einige Steifigkeit gegen Ausbiegen in der wagerechten Achse besitzen, also L-, Z-, [- und I-Eisen.

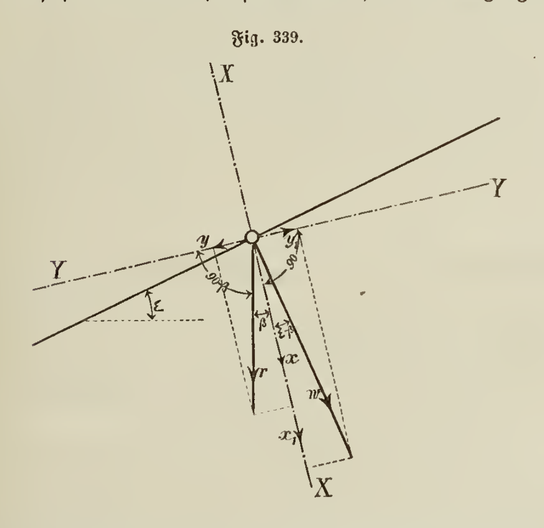
Ferner ist auf die Durchbiegung zu rücksichtigen und hiernach die Trägerhöhe bei schweren Dächern (über 100 kg

f. d. qm) auf mindestens $^1/_{30}$, bei leichten Dächern (unter 100 kg f. d. qm) auf mindestens $^1/_{40}$ der Stützweite zu bemessen. Bei leichten Pfettendächern mit enger Pfettenteilung (Zinkwellblech) kann man indes mit der Pfettenhöhe, ebenso wie bei den Sparren, bis auf $^1/_{50}$ der Stützweite herabgehen. In der Regel wird die Durchbiegung nur bei den letztgenannten Dächern in Frage kommen, da bei größeren Belastungen sich ohnehin genügend hohe Pfettenprofile ergeben werden.

Zweiter Fall.

Beträgt die Dachneigung mehr als 15° (1 : 4), so muß auf die schiefe Richtung der äußeren Kräfte zur Pfettenachse Rücksicht genommen werden. Dieselbe schwankt je nachdem Wind vorhanden ist, oder nicht, zwischen der Lotrechten und der bei stärkstem Sturm eintretenden Mittelkraft aus Eigengewicht und Winddruck. Für die Berechnung ist die bei stärkstem Wind und bei voller Schneebelastung eintretende Mittelkraft maßgebend, da diese die ungünstigsten Beanspruchungen hervorruft. Dieselbe ist nach den beiden Hauptachsen des Pfettenquerschnitts (vgl. S. 30 und 31) zu zerlegen.[1]) Man hat jedoch nicht nötig erst die Mittelkraft zu bilden, sondern kann selbstredend Schnee und Eigengewicht

Fig. 339.



sowie Wind einzeln zerlegen und die verschiedenen Seitenkräfte dann zusammenziehen. Ist β der Winkel, welchen die eine Hauptachse X - X des Pfettenquerschnitts mit der Lotrechten einschließt (Fig. 339), so sind, da die beiden Hauptachsen X - X und Y - Y stets senkrecht aufeinanderstehen (vgl. S. 30, 2), die aus den lotrechten Lasten r (Schnee und Eigengewicht) herrührenden, nach diesen Hauptachsen zerlegten Seitenkräfte:

$$x = r \cos \beta \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (6)$$

$$y = r \sin \beta \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (7)$$

und die aus Winddruck herrührenden Seitenkräfte, wenn ε der Neigungswinkel des Daches:

$$x_1 = w \cos (\varepsilon - \beta) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (8)$$

$$y_1 = w \sin (\varepsilon - \beta) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (9)$$

Hierin ist einzusetzen

$$r = e + 75 \cos \varepsilon \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (10)$$

$$w = 120 \sin (\varepsilon + 10) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (11)$$

Die auf das m Pfette wirkende Last ist dann in der X - X-Ebene

$$p_x = a \, . \, q_x = a \, (x + x_1) \quad . \quad . \quad . \quad (12)$$

in der Y-Ebene

$$p_y = a \, q_y = (a \, y \pm y_1) \quad . \quad . \quad . \quad (13)$$

und die entsprechenden Biegungsmomente folgen aus:

$$M_x = \frac{a \, q_x \, l^2}{8} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (14)$$

$$M_y = \frac{a \, q_y \, l^2}{8} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (15)$$

Der Pfettenquerschnitt genügt, wenn:

$$\frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} < k \left(\begin{array}{c} k = \text{zulässige Beanspruchung} = 900 \text{ kg für} \\ \text{Schmiedeeisen bei Dachkonstruktionen.} \end{array} \right)$$

Bei den meisten Querschnitten (mit Ausnahme der ⌊- und ⁻⌊-Eisen) ist, wenn die Pfette senkrecht zur Grundfläche steht:

$$\beta = 0,$$

wenn die Pfette senkrecht zur Dachfläche steht:

$$\beta = \varepsilon.$$

Im ersteren Falle wird alsdann

$$\begin{array}{l|l} x = r & x_1 = w \cos \varepsilon \\ y = 0 & y_1 = w \sin \varepsilon \end{array}$$

$$\text{und } p_x = a \, (r + w \cos \varepsilon) = a \, (e + 75 \cos \varepsilon + \\ + 120 \sin (\varepsilon + 10) \cos \varepsilon)$$

$$p_y = a \, . \, w \sin \varepsilon = a \, . \, 120 \, . \, \sin (\varepsilon + 10) \sin \varepsilon.$$

Im zweiten Falle wird:

$$\begin{array}{l|l} x = r \cos \varepsilon & x_1 = w \\ y = r \sin \varepsilon & y_1 = 0 \end{array}$$

$$\text{oder } p_x = a \, (r \cos \varepsilon + w) = a \, \{(e + 75 \cos \varepsilon) \cos \varepsilon + \\ + 120 \sin (\varepsilon + 10)\} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (16)$$

$$p_y = a \, r \sin \varepsilon = a \, (e + 75 \cos \varepsilon) \sin \varepsilon \quad . \quad (17)$$

1) Bei Dächern mit gespundeter Schalung und fester Verbindung der Schalung mit Sparren und Pfetten könnte man auch die Mittelkraft der Belastungen in Richtung der Hauptachse der Pfette und der Dachfläche zerlegen. Die letztere Seitenkraft würde dann durch die steife Dachfläche nach den Bindern übertragen werden können, so daß für die Berechnung der Pfette nur die erstere Kraft in betracht käme. Mit Rücksicht auf Mängel in der Ausführung, sowie auf das Eigengewicht der Pfette, dessen Angriffspunkt nicht in der Dachfläche, sondern unterhalb derselben im Schwerpunkt des Pfettenquerschnitts liegt, empfiehlt es sich jedoch die Pfette stets als einen frei und ohne seitliche Führung zwischen den Bindern schwebenden Träger anzusehen.

Da bei steilen Dächern der Schnee abgleitet, so fällt bei diesen der Ausdruck $75 \cos\alpha$ aus den Gleichungen weg. In den nachstehenden Tabellen sind die Werte von q_x und q_y für verschiedene Lagen der Pfette und verschiedene Dachneigungen berechnet. Bei 40^0 Dachneigung ist hierbei noch die halbe Schneelast eingestellt worden, während von 50^0 ab gar keine Schneelast gerechnet wurde.

Tabelle b.

Werte von $q_x = \frac{p_x}{a}$ und $q_y = \frac{p_y}{a}$ bei lotrechter Pfettenlage in kg f. d. qm Dachfläche.

Art der Eindeckung	e = Gewicht f. d. qm Dachfläche kg	$q_x = e + 75 \cos\varepsilon + 120 \sin(\varepsilon + 10) \cos\varepsilon$ in kg bei einer Dachneigung von $\varepsilon =$							$q_y = 120 \sin(\varepsilon + 10) \sin\varepsilon$ in kg bei einer Dachneigung von $\varepsilon =$						
		20^0	25^0	30^0	35^0	40^0	50^0	60^0	20^0	25^0	30^0	35^0	40^0	50^0	60^0
Zink- und Eisenwellblech ohne Schalung auf Eisen	25	152	156	157	156	124	92	82	21	29	39	49	59	80	98
Zink-, Eisen- und Kupferblech auf Schalung . . .	45	172	176	177	177	144	112	102							
Glas auf Eisen	50	177	181	182	181	149	117	107							
Schieferdach auf Schalung oder Lattung	80	207	211	212	211	179	147	137							
Einfaches Ziegeldach und Falzziegeldach	100	227	231	232	231	199	167	157							
Doppel-Ziegeldach	140	267	271	272	271	239	207	197							

Tabelle c.

Werte von $q_x = \frac{p_x}{a}$ und $q_y = \frac{p_y}{a}$ bei geneigter Pfettenlage in kg f. d. qm Dachfläche.

Art der Eindeckung	e = Gewicht von 1 qm Dachfläche kg	$q_x = (e + 75 \cos\varepsilon) \cos\varepsilon + 120 \sin(\varepsilon + 10)$ in kg bei einer Dachneigung von $\varepsilon =$							$q_y = (e + 75 \cos\varepsilon) \sin\varepsilon$ in kg bei einer Dachneigung von $\varepsilon =$						
		20^0	25^0	30^0	35^0	40^0	50^0	60^0	20^0	25^0	30^0	35^0	40^0	50^0	60^0
Zink- und Eisenwellblech ohne Schalung auf Eisen	25	150	153	155	156	133	120	126	33	39	45	50	35	19	22
Zink-, Eisen- und Kupferblech auf Schalung . . .	45	168	171	173	173	149	133	136	40	48	55	62	47	35	39
Glas auf Eisen	50	173	176	177	177	152	136	138	41	50	58	64	51	38	43
Schieferdach auf Schalung oder Lattung	80	202	203	203	201	175	155	153	52	63	73	82	70	61	69
Einfaches Ziegeldach und Falzziegeldach	100	220	221	220	217	191	168	163	58	71	83	93	83	77	87
Doppel-Ziegeldach	140	258	257	255	250	221	194	183	72	88	103	116	109	107	121

Im allgemeinen ist die günstigste Lage der Pfette die, bei welcher q_y möglichst klein wird. In vorstehenden Tabellen bezeichnet ein dicker Strich die Grenze. Da die Werte von q_y in Tab. b links vom Strich kleiner sind als die gleichen der Tab. c, so ist bei den flacheren Neigungen lotrechte, bei den steileren Neigungen geneigte Stellung der Pfette vorteilhafter. Bei dem schweren Doppelziegeldach ist überhaupt nur lotrechte Stellung anzuwenden, bei einfachem Ziegeldach und Schieferdach sind bis einschließlich 40° Dachneigung lotrechte, bei steilerer Neigung geneigte Pfetten vorteilhafter. Bei den übrigen Dächern sind die geneigten Pfetten schon von 35° ab zu empfehlen.

Diese Regeln für die Pfettenlage gelten jedoch nur dann, wenn lediglich der Materialaufwand in Frage kommt. Sprechen noch andere Gründe, wie leichte Verbindbarkeit u. a., mit, so kann eine Abweichung von denselben sehr wohl gerechtfertigt sein.

Beispiel:

Es sei bei einem Eisenwellblechdach

$$a = 2{,}0 \text{ m}, \; l = 4{,}3 \text{ m}, \; \alpha = 40^0,$$

dann ist nach Tab. b bei lotrechter Pfettenlage:

$$q_x = 124 \quad \| \quad q_y = 59,$$

ferner nach Gleichung (14):

$$M_x = \frac{a\,q_x\,l^2}{8} = \frac{2{,}0 \,.\, 124 \,.\, 4{,}3^2}{8} = 573 \text{ kgm},$$

nach Gleichung (15):

$$M_y = \frac{a\,q_y\,l^2}{8} = \frac{2 \,.\, 59 \,.\, 4{,}3^2}{8} = 272 \text{ kgm};$$

ferner nach Tabelle c bei geneigter Pfettenlage (senkrecht zur Dachfläche):

$$q_x = 131 \quad \| \quad q_y = 34,$$

$$M_x = \frac{2 \,.\, 131 \,.\, 4{,}3^2}{8} = 605 \text{ kgm},$$

$$M_y = \frac{2 \,.\, 34 \,.\, 4{,}3^2}{8} = 157 \text{ kgm}.$$

Im ersten Fall (lotrechte Stellung) genügt erst I-Eisen Nr. 22, für welches die größte Beanspruchung

$$k = \frac{57\,300}{280{,}9} + \frac{27\,200}{39{,}2} = 898.$$

Im zweiten Fall genügt bereits I-Eisen Nr. 20, da

$$k = \frac{60\,500}{216{,}2} + \frac{15\,700}{30{,}7} = 792.$$

Geneigte Pfettenlage ist also erheblich günstiger.

Noch vorteilhafter wird im vorliegenden Falle die Verwendung von ⌐-Eisen aus den S. 221 angegebenen Gründen. Um hier die Berechnung durchzuführen, muß zunächst ein bestimmtes Profil angenommen werden, da der Winkel α, welchen die Hauptachse X-X mit der Stegachse bildet, und welcher bei der Berechnung bekannt sein muß, nicht bei allen Profilen der gleiche ist.

Wir finden das entsprechende Profil zunächst näherungsweise, wenn wir annehmen, die Pfette werde lediglich in der Richtung der Hauptachse durch q_x beansprucht. Dann wird erforderlich ein Widerstandsmoment

$$W_x = \frac{2 \,.\, 131 \,.\, 4{,}3^2}{8 \,.\, 9} = 68.$$

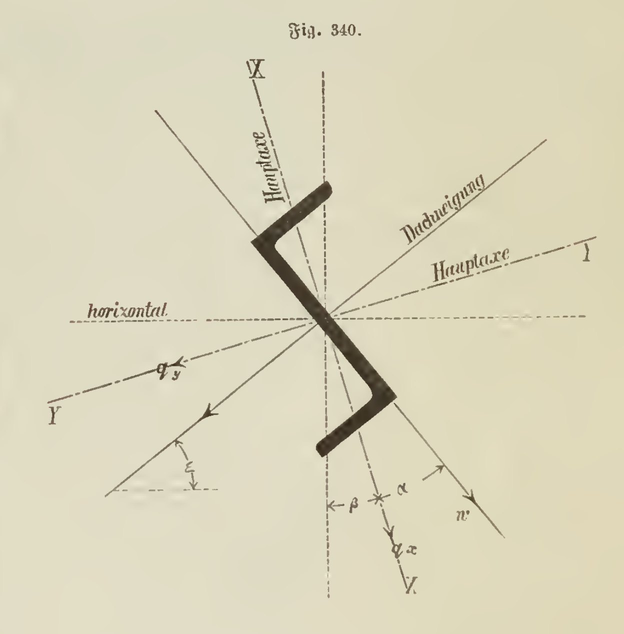
Nach Spalte 9, Tab. 15 würde Profil 14 genügen. Die Lage der Hauptachsen für dieses Profil folgt aus Spalte 8. Es ist

$$\operatorname{tg}\alpha = 0{,}42; \; \alpha = 22^0 47'$$

und somit nach Fig. 340:

$$\beta = \varepsilon - \alpha = 40^0 - 22^0 47' = 17^0 13'.$$

Fig. 340.



Demnach aus Gleichung (6) — (9):

$$x = r \,.\, \cos\beta = r \,.\, 0{,}955$$
$$y = r \,.\, \sin\beta = r \,.\, 0{,}296$$
$$x_1 = w \cos(\varepsilon - \varepsilon + \alpha) = w \,.\, 0{,}922$$
$$y_1 = w \sin\alpha = w \,.\, 0{,}387$$
$$r = e + 75 \cos\varepsilon = 25 + 75 \,.\, \cos 40 = 82 \text{ kg}$$
$$w = 120 \sin(\varepsilon + 10) = 120 \,.\, \sin 50 = 92 \text{ „}$$
$$p_x = 2{,}0\,(82 \,.\, 0{,}955 + 92 \,.\, 0{,}922) = 326 \text{ kg}$$
$$p_y = 2{,}0\,(82 \,.\, 0{,}296 - 92 \,.\, 0{,}387) = -22{,}6 \text{ kg}$$

$$M_x = \frac{326 \,.\, 4{,}3^2}{8} = 754 \text{ kgm} = 75\,400 \text{ kgcm}$$

$$M_y = \frac{22{,}6 \,.\, 4{,}3^2}{8} = 52{,}2 \text{ „} = 5220 \text{ „}$$

Für das gewählte Profil ist

$$W_x = 88; \; W_y = 14{,}2,$$

mithin Beanspruchung:

$$k = \frac{75400}{88} + \frac{5220}{14,2} = 1224 \text{ kg f. d. qcm.}$$

Das gewählte Profil Nr. 14 genügt mithin nicht. Für das nächsthöhere Profil Nr. 16 ist:

$$\operatorname{tg} \alpha = 0{,}39;\ \alpha = 21^0 18';\ \beta = 40^0 - 21^0 18' = 18^0 42'$$

$$p_x = 2{,}0\,(82 \,.\, 0{,}947 + 92 \,.\, 0{,}932) = 326{,}5$$

$$p_y = 2{,}0\,(82 \,.\, 0{,}321 - 92 \,.\, 0{,}363) = -14{,}2$$

$$M_x = \frac{326{,}5 \,.\, 4{,}3^2}{8} = 756 \text{ kgm} = 75600 \text{ kgcm}$$

$$M_y = \frac{14{,}2 \,.\, 4{,}3^2}{8} = 33 \;\text{"}\; = 3300 \;\text{"}$$

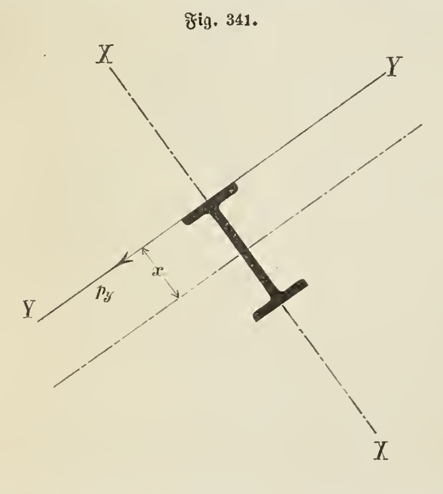
$$k = \frac{75600}{120{,}5} + \frac{3300}{16{,}9} = 822 \text{ kg.}$$

I-Eisen Nr. 20 besitzt ein Gewicht von 26,2 kg, ⌐L-Eisen Nr. 16 ein solches von 21,2 kg, mithin ist letzteres vorteilhafter.

* * *

Da bei Fall 2 die in der kleinen Hauptachse Y-Y des Pfettenquerschnitts (Fig. 341) wirkenden Lasten p_y nicht im Schwerpunkt, sondern in der Berührungsebene zwischen

Fig. 341.



Schalung und Pfette angreifen, so wird die Pfette außer der Biegungsbeanspruchung in der Y-Y-Ebene noch auf Abdrehen mit dem Drehmoment $p_y \,.\, x$ beansprucht (x = Abstand des Schwerpunkts des Pfettenquerschnitts). Dieses Drehmoment kann außer acht gelassen werden, so lange x nicht mehr als etwa 15 cm beträgt. Muß bei großen Beanspruchungen, oder aus beliebigen anderen Gründen eine Pfette von größerer Höhe gewählt werden, so empfiehlt es sich, mangels einer geeigneten seitlichen Versteifung, den Obergurt der Pfette so zu verstärken, daß diese Verstärkung allein im stande ist die Beanspruchung durch die Y-Lasten aufzunehmen. Der in diesem Falle stets senkrecht zum Dach geneigte übrige Teil der Pfette wird alsdann nur durch die X-Lasten in Anspruch genommen.

Beispiel: Es sei bei einem Schieferdach von 35° Neigung der Pfettenabstand $a = 3{,}0$, die Spannweite $l = 10{,}0$ m. Hierfür ist nach Tab. c, S. 224:

$$q_x = 202,\ q_y = 82,$$

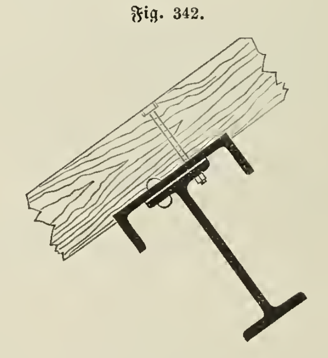
mithin erforderlich:

$$W_x = \frac{3{,}0 \,.\, 202 \,.\, 10^2}{72} = 842$$

$$W_y = \frac{3{,}0 \,.\, 82 \,.\, 10^2}{72} = 342.$$

Im ersten Falle genügt I-Eisen Nr. 34, im zweiten ⌐-Eisen Nr. 26, beide Profile sind nach Fig. 342 zusammenzunieten. Da die Vernietung eine erhebliche, nicht in Rechnung gezogene Verstärkung des Querschnitts bewirkt, so ist es nicht notwendig, die Nietlöcher in Abzug zu bringen.

Fig. 342.



Wie man aus vorstehendem Beispiel sieht, werden bei schweren Dächern und großen Binderabständen schon recht erhebliche Pfettenquerschnitte erforderlich. Teils um ein gefälligeres Aussehen zu erzielen, teils um an Material zu sparen, empfiehlt es sich in diesen Fällen, die bereits oben S. 222 erwähnten doppelten Fachwerkpfetten zu verwenden.

* * *

Die **Traufpfette** hat nur die Last eines halben Dachfeldes aufzunehmen, demzufolge ist bei der Berechnung für a || $a/_2$ einzusetzen und ergibt sich das Widerstandsmoment halb so groß, als bei den übrigen Pfetten. Gewöhnlich nimmt man Einfachheit halber hierauf keine Rücksicht, sondern verwendet den Querschnitt der Mittelpfette auch für die Traufpfette.

Dasselbe gilt von den Firstpfetten, wenn dieselben doppelt angeordnet werden.

Bei Verwendung nur einer Firstpfette, welche in diesem Falle stets lotrecht steht, genügt der für die Mittelpfetten berechnete Querschnitt, da die Firstpfette in geringerem Maße durch Winddruck beansprucht wird, während Eigengewicht und Schneelast bei beiden Pfetten gleich ist.

§ 5.

Die Dachbinder (Hauptträger).

Die Gestaltung der Dachbinder richtet sich gewöhnlich nach der äußeren Form des Daches, nur bei Dächern von sehr großen Spannweiten pflegt das umgekehrte Verhältnis einzutreten. Wir teilen demnach die Binder nach den drei hauptsächlichen Dachformen ein in Pultdach-, Satteldach- und Tonnendachbinder.

a. Pultdachbinder.

Die Pultdächer sind als halbe Satteldächer zu bezeichnen, welche sich in der Regel an einen höher aufgeführten Gebäudeteil anlehnen. Sie sind demnach am oberen Ende meist durch eine massive Mauer unterstützt, während der untere Teil entweder auf massiver Wand (Taf. 59, Fig. 1 und 2), auf Fachwerk, oder auf Längsträgern mit unterstützenden Säulen (Taf. 59, Fig. 3 und 5) ruht, oder auch ganz frei schwebt (Taf. 59, Fig. 4 und Taf. 60). Je nach der Art der Unterstützung kann der Binder als Träger auf zwei Endstützen (Taf. 59, Fig. 1 und 2), als Träger mit überhängenden Enden (Taf. 59, Fig. 5), als Freiträger und als Träger, dessen vorderes Ende durch eine schräge Zugstange unterstützt wird (Taf. 59, Fig. 4 und Taf. 60), ausgebildet werden. Mitunter bildet auch das Pultdach den überhängenden Teil eines Satteldaches, dann ist auch der Pultdachbinder als überhängendes Ende des Hauptbinders über dem Satteldach auszubilden (Taf. 63, Fig. 1).

Je nach der Belastung, der Spannweite und den ästhetischen Forderungen wird man den Binder als Träger mit voller Wand, oder als Fachwerkträger, letzteren entweder mit parallel zur Dachfläche laufenden Gurtungen (Taf. 59, Fig. 5), oder mit frei geformter unterer Gurtung (Taf. 59, Fig. 1—3) gestalten.

Bei Pultdächern, welche am oberen und unteren Ende unterstützt sind, genügen für die Binder bis zu einer Weite von etwa 7,0 m und nicht zu große Binderabstände gewalzte Träger, bei größerer Weite sind genietete, oder, wenn eine leichte Erscheinung gewünscht wird, gegliederte Träger anzuordnen. Die in letzterem Fall vielfach angewendete Dreiecksform kann als zweckmäßig nicht bezeichnet werden, da sie den statischen Bedingungen nicht entspricht und demgemäß auch eine Materialverschwendung bedingt. In dieser Beziehung sind die Taf. 59, Fig. 1, 2 und 5 dargestellten Trägerformen vorzuziehen. Die oberen Enden dieser Träger werden gewöhnlich auf eisernen Konsolen gelagert, welche entweder mit der Mauer verankert (Taf. 56, Fig. 6), oder besser außerdem in die Mauer eingelassen sind (Taf. 59, Fig. 1—2). Auf diesen Konsolen werden die Binder festgeschraubt, auf dem gegenüberliegenden Lager muß daher für eine ausreichende Beweglichkeit mit Rücksicht auf Temperaturdehnung gesorgt werden.

Die Binder der freitragenden Pultdächer lassen sich nur bei kleinen Ausladungen des Daches als eingemauerte, oder mit der Mauer durch wagerechte Zuganker fest verbundene Träger ausbilden. In diesem Falle erfolgt die Berechnung derselben bei Einmauerung nach S. 56—60, bei Verankerung in ähnlicher Weise, wie bei den eingespannten Säulen (S. 98). Bei größerer Ausladung ist das vordere Ende des Trägers durch einen Zuganker zu fassen, welcher etwa unter 45° ansteigt und mit der Mauer verankert ist (Taf. 59, Fig. 4 und Taf. 60). Die Berechnung erfolgt dann nach denselben Regeln, wie sie S. 169 für Balkone angegeben sind.

Bei allen freitragenden Pultdächern ist wie bei den Erkern (S. 169) in erster Linie darauf zu achten, daß die tragende Mauer genügende Stärke zur Aufnahme des Einspannungsmomentes besitzt. In der Regel wird dies nur dann zutreffen, wenn die Mauer an den Angriffsstellen der Binder mit Verstärkungspfeilern ausgestattet ist.

b. Satteldachbinder.

Bei den am meisten vorkommenden, durch massive Mauern unterstützten Dächern werden die Binder als Fachwerkträger ausgebildet. Der Obergurt folgt hierbei der Form des Daches, während der Untergurt eine beliebige Form haben kann. Bei Dächern mittlerer Neigung wird der Untergurt gewöhnlich als gerade oder wenig erhöhte Linie zwischen den Lagern angenommen, bei steileren Dächern wählt man, um die Binderhöhe zu beschränken, eine entsprechend nach oben bogenförmig gestaltete Linie, während bei flachen Dächern die nötige Binderhöhe durch einen nach unten ausgebogenen Untergurt erreicht wird. Da letztere Anordnung einen unschönen gedrückten Eindruck macht, legt man besser den Lagerpunkt tiefer und erhält so einen Fachwerkträger mit Endvertikalen (Taf. 62, Fig. 1, Binder A). Hierbei kann wieder die untere Gurtung beliebig gerade, oder auch nach oben gebogen ausgebildet werden (vgl. hierüber auch S. 108—109).

Über die zweckmäßigste Anordnung des Netzwerkes und die verschiedenen bei eisernen Dachstühlen gebräuchlichen Fachwerkformen sind bereits im § 2 des Kap. 6 die erforderlichen Angaben gemacht, es mögen hier nur noch diejenigen Gesichtspunkte, nach welchen der einen oder der anderen Form der Vorzug zu geben ist, etwas näher erörtert werden.

Bei Dächern mit nur einer Firstpfette genügt das einfache Hängewerk (Taf. 61, Fig. 1). Sind mehrere Pfetten vorhanden, so kann man gleichwohl das einfache Hängewerk beibehalten, muß dann aber die Hängewerks-

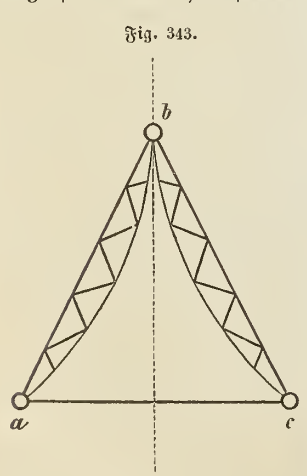
streben ihrerseits als Fachwerkträger ausbilden, welche außer den Fachwerkspannungen noch die durch die Zwischenlastpunkte entstehenden Biegungsspannungen aufnehmen können (Taf. 63, Fig. 2).

In der Regel wendet man jedoch in solchen Fällen das mehrfache Hängewerk, den sogenannten französischen Dachstuhl, an. Derselbe eignet sich vornehmlich für Dächer mit großer Pfettenentfernung, also für Sparrendächer oder mit Eisenwellblech gedeckte Pfettendächer (Taf. 61, Fig. 2 u. 3; Taf. 63, Fig. 3 u. Taf. 65); bei zahlreichen und wenig voneinander entfernten Lastpunkten werden hingegen die Stäbe des Netzwerks zum Teil zu klein, wodurch eine Materialverschwendung hervorgerufen wird. Wendet man gleichwohl in solchen Fällen die französische Form an, so empfiehlt sich hier das gleiche Verfahren, wie bei dem einfachen Hängewerk, nach welchem die Pfetten zum Teil zwischen den Knotenpunkten auf der Gurtung lagern und letztere auf Biegung beanspruchen.

Bei dem englischen Dachstuhl ist im Gegensatz zum französischen gerade eine geringe Entfernung der Knotenpunkte erwünscht, damit die Diagonalen nicht zu schräg ausfallen. Der englische Dachstuhl eignet sich daher besonders für Pfettendächer mit enger Teilung (Taf. 62 und Taf. 63, Fig. 1).

Bei sehr steilen Dächern (Kirchendächern) ist es schwierig, eine geeignete Binderform zu erzielen, da die Höhenausdehnung des Trägers nicht mehr in einem zweckmäßigen Verhältnis zur Spannweite steht und hierdurch bei Anwendung eines einzigen Fachwerkträgers für die ganze Spannweite ein erheblicher Materialaufwand erforderlich wird. In dem auf Taf. 64 und 65 dargestellten Beispiel hat man dadurch die Höhe des Binders vermindert, daß man den Lagerpunkt höher in die Dachfläche hinein verlegte und diese Lagerpunkte durch besondere dreieckige eiserne Böcke unterstützte. Außerdem hat man hierdurch eine größere Freilassung des Innenraums vom Eisenwerk erreicht. Eine solche Anordnung läßt sich jedoch nur dann treffen, wenn, wie bei dem in Rede stehenden Beispiel, ein Stützpunkt für die eisernen Böcke durch Querwände beziehungsweise Säulenstellungen vorhanden ist.

Fig. 343.



Ist dies nicht der Fall, so dürfte sich vielfach die Anwendung der auf Taf. 63, Fig. 2 dargestellten und bereits oben erwähnten Anordnung eines einfachen Hängewerks mit Fachwerkstreben empfehlen. Fig. 343 gibt die schematische Darstellung eines derartig ausgebildeten Binders für steile Dächer. An Stelle des Zugbandes a-c könnten, falls eine Decke vorhanden, die Deckenträger treten, welche in diesem Falle mit dem Fuße der Streben a-b und b-c fest zu verbinden wären. Die Anwendung von Scharnieren in den Punkten a b c scheint bei großen Spannweiten wünschenswert, dürfte aber in den meisten Fällen gefahrlos durch eine feste Vernietung ersetzt werden können.

c. Binder der Tonnendächer.

Dieselben unterscheiden sich von den Bindern der Satteldächer nur durch eine meist nach dem Kreisbogen gekrümmte obere Gurtung, und zwar bezweckt diese Krümmung in erster Linie eine Ersparnis an Material bei großen Spannweiten, in zweiter Linie eine Verbesserung des inneren ästhetischen Eindrucks derartiger Hallen.

Die dreieckige Form der Fachwerkträger, welche durch die Dachform bedingt wird, ist nämlich eine um so unzweckmäßigere, je mehr die Pfeilhöhe im Verhältnis zur Spannweite wächst. Bei Spannweiten bis etwa zu 25 m macht sich die unzweckmäßige Form noch wenig nachteilig geltend, weil andere Vorzüge für eine Beibehaltung der gleichmäßigen Dachneigung sprechen. Wächst jedoch die Spannweite über 25 m, so wird der für die Binder aufzuwendende Materialverbrauch bereits fühlbar. Von da ab richtet sich nicht mehr die Form des Binders nach der Dachform, sondern umgekehrt die Form des Daches nach der zweckmäßigsten Binderform.

Bei den älteren Hallenbauten derartiger Spannweiten wurden die Binder der Tonnendächer meist als Fachwerkträger und zwar als Sichelträger (Fig. 191, S. 108) hergestellt, neuerdings verwendet man bei großen Spannweiten nur noch Bogenträger, und zwar bis etwa zu 30 m Spannweite in der Regel Bogenträger mit voller Wand, bei größeren Spannweiten Fachwerkbögen.

Die hierbei gebräuchlichen Formen sind bereits im 7. Kapitel ausführlich behandelt worden. Wir haben daher an dieser Stelle nur noch eine besondere Art von Bogendächern, nämlich die freitragenden Dächer aus gebogenem Wellblech zu erwähnen.

Die Aufgaben, welche bei den übrigen Konstruktionen der Dachdeckung, den Sparren, Pfetten und dem Obergurt des Binders zufallen, werden hierbei sämtlich von einem einzigen gebogenen Trägerwellblech übernommen. Da die Wellblechtafeln nur bis höchstens 6 m Länge gewalzt werden, so wird bei größeren Spannweiten ein Bogen aus mehreren, in den Stößen mit 2—3 Nietreihen verbundenen Tafeln zusammengesetzt. Die Nietung muß hierbei im stande sein, sowohl die achsialen Kräfte, als auch die bei einseitiger Belastung entstehenden größten Biegungsmomente zu übertragen. Der Schub des Blechbogens überträgt sich auf zwei

an den Kämpfern befindliche Längsträger, welche in Abständen von 2—3 m durch Zugstangen verbunden werden. Die Längsträger müssen daher in wagerechter Richtung so steif sein, daß sie den gleichmäßig verteilten Horizontalschub auf die Zugstangen übertragen können. Ist demnach h der Schub für das m in kg, l die Entfernung der Zugstangen in m, so ist das in wagerechter Richtung erforderliche Widerstandsmoment des Längsträgers

$$W = \frac{h \cdot l^2}{72}.$$

Liegt der Längsträger nicht gleichmäßig auf der Mauer auf, sondern nur auf einzelnen Stützpunkten, so kommt zu dem horizontalen Biegungsmoment noch ein vertikales, welches gleichfalls vom Träger aufgenommen werden muß. — Das erforderliche Widerstandsmoment des Wellbleches und die Stärke der Zugstange wird nach Kap. 7, wie bei den Bögen mit drei Gelenken, ermittelt.

Die ausgeführten Wellblechdächer entsprechen meist nicht den vorstehenden Bedingungen und zeigen deshalb nicht genügende Festigkeit. Werden aber solche Dächer entsprechend der Rechnung und mit derselben Sicherheit, wie andere Eisenbauten entworfen, so stellen sie sich in der Regel (kleine Spannweiten ausgenommen) nicht billiger, als die mit Pfetten und Bindern ausgeführten gewöhnlichen Dächer. Beachtet man ferner, daß bei derartigen Dächern eine teilweise Zerstörung des Deckungsmaterials durch Witterungseinflüsse die größten Gefahren für das ganze Gebäude in sich schließt, daß ferner die Vernietung der horizontalen Stöße der Wellblechtafeln in ihrer Wirkung schwer zu beurteilen und der Zerstörung durch Rost ausgesetzt ist, und daß schließlich die Durchführung von Schornsteinen, Luftröhren u. a. durch das Dach große Schwierigkeiten verursacht, so wird man die Verwendung freitragender Wellblechdächer zweckmäßig auf Gebäude, welche nur vorübergehenden Zwecken dienen, sowie auf kleine Gebäude, bei welchen eine Tafellänge ohne Stoß ausreicht, beschränken. Im letzteren Falle kann man als erforderliches Widerstandsmoment der Blechdecke $^1/_4$ des für den geraden Träger erforderlichen Moments annehmen und den Horizontalschub annähernd wie bei Fig. 238, S. 151 berechnen.

* * *

Berechnung der Dachbinder.

Ist e das Eigengewicht von 1 qm Dachfläche in kg einschließlich Sparren, Pfetten und Bindern, so ist die Belastung durch 1 qm Dachfläche

$$q_s = \underbrace{e}_{\text{Eigen-gewicht}} + \underbrace{75 \cos \alpha}_{\text{Schnee}}$$

ferner die Belastung durch Wind senkrecht zur Dachfläche

$$q_w = 120 \sin (\alpha + 10).$$

Ist ferner a der Pfettenabstand, l die Binderentfernung, so entfällt auf jeden Lastpunkt des Binders eine lotrechte Kraft

$$P = q_s \cdot a \cdot l = (e + 75 \cos \alpha)\, a \cdot l \quad . \quad . \quad (18)$$

und eine senkrecht zur Dachfläche wirkende Kraft

$$Q = 120 \sin (\alpha + 10)\, a \cdot l \quad . \quad . \quad . \quad (19)$$

Trägt man beide Kräfte maßstäblich und der Richtung entsprechend in jedem Lastpunkt an (Taf. 30, Fig. 1a), so erhält man in bekannter Weise die Mittelkraft M der Belastung.

Bei flachen Dächern bis etwa zu 15° Neigung kann man die Windlast lotrecht wirkend annehmen und dadurch die Rechnung vereinfachen. — Die volle Schneelast von 75 kg ist nur bis zu 35° Dachneigung anzunehmen, bei 40° setzt man noch die Hälfte = 38 kg ein, während von 50° ab gar keine Schneelast mehr zu rechnen ist, mithin der Teil $75 \cos \alpha$ aus Gleichung (18) ganz ausfällt. (Vgl. auch S. 124.)

Hat man so die äußeren auf den Binder wirkenden Kräfte bestimmt, so erfolgt die Ermittelung der Stützendrucke und Spannungen nach den im Kap. 6 für Fachwerkträger, im Kap. 7 für Bogenträger gegebenen Berechnungsweisen.

Das Eigengewicht der Binder ist von vornherein nicht bekannt. Man muß daher zur Ermittelung von e eine Annahme machen, welche sich auf andere ausgeführte Bauwerke stützt. Die Bindergewichte schwanken bei diesen zwischen 20 und 80 kg für das qm Grundfläche und sind im allgemeinen von der Spannweite, der Binderentfernung, dem Gewicht der Dachdeckung und der Dachneigung abhängig. Es ist nicht möglich, auf alle diese Einflüsse bei Aufstellung einer allgemeinen Gewichtsformel Rücksicht zu nehmen. Da außerdem die Größe des Bindergewichts auf die schließlichen Abmessungen nicht von so erheblichem Einfluß ist, so genügt eine Formel, welche nur die Binderentfernung l und die Spannweite s berücksichtigt. Nach vielen ausgeführten Beispielen ergab sich als brauchbar:

1) bei schweren Dächern (Schiefer, Ziegel, Holzzement)
ε = Gewicht des Binders auf das qm Dachfläche verteilt in kg =

$$1{,}5 \cdot s \,\frac{l+1}{l} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (20)$$

2) bei leichten Dächern (Pappdach, Wellblech, Glas, ebenes Blech)

$$\varepsilon = 1{,}3 \cdot s \,\frac{l+1}{l} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (21)$$

Diesen Wert ε hat man dem in der Tabelle 5b (Anhang) angeführten Gewichtswert aus Pfetten, Sparren und Decke zuzuzählen, um den in Gleichung (18) einzusetzenden Wert von e zu erhalten.

Später hat man alsdann das Gewicht des berechneten Binders mit dem angenommenen Gewicht zu vergleichen und bei erheblichem Unterschied die Rechnung mit dem neuen Wert durchzuführen.

§ 6.

Der Windverband.

Der Windverband bezweckt die Übertragung der aus dem Winddruck herrührenden horizontalen Kräfte auf die parallel zur Windrichtung laufenden Mauern, da die vom Wind senkrecht getroffenen Mauern in der Regel nicht stark genug sind, um außer dem auf die eigene Fläche wirkenden Winddruck noch den vom Dache herrührenden Schub auszuhalten. Sind parallel zur Windrichtung laufende Mauern, wie bei langgedehnten Hallen, nicht vorhanden, so muß Ersatz durch entsprechende Verstärkung der Frontmauern unter den Bindern, oder durch anderweite, den Schub auf das Fundament übertragende Einrichtungen geschaffen werden.

Je nachdem der Wind parallel zur Längen- oder Querausdehnung eines Gebäudes wirkt, unterscheiden wir Längen- und Querverband.

a. Der Längenverband.

Wirkt der Winddruck auf die Dachfläche parallel zur Traufe, so entsteht ein Schub, welcher den First des Daches gegen den Fuß zu verschieben, mit anderen Worten die Binder umzuwerfen strebt. Diesem Bestreben vermögen die Binder, Pfetten und Sparren allein nicht zu widerstehen, ein genügender Halt entsteht erst, wenn Pfetten und Binder durch eine steife Fläche, oder durch Diagonalstäbe zu einem in der Dachfläche liegenden Träger verbunden werden.

Diesem Träger fällt dann auch gleichzeitig die Aufgabe zu, ein Ausknicken der gedrückten Bindergurtung in der Längsrichtung des Daches in wirksamer Weise zu verhüten. Die vorerwähnte steife Verbindung zwischen Bindern und Pfetten kann nun in gewissem Maße durch eine Bretterschalung erreicht werden, deren Wirkung durch Spunden und schräge Lage der Bretter nicht unerheblich gesteigert werden kann. Demnach bedürfen Dächer mit gespundeter Schalung in der Regel eines besonderen Längenverbandes nicht. Hierbei ist jedoch zu beachten, daß Binder, Pfetten und Sparren an den Kreuzungspunkten unverschiebbar verbunden werden müssen.

Gewöhnlich pflegt man jedoch auch derartige Dächer, namentlich bei steilerer Dachneigung, mit Rücksicht auf die geringe Zuverlässigkeit dieser Verbindungen mit einem besonderen Längenverband zu versehen. Derselbe wird mittels gekreuzter Diagonalstäbe, welche die Knotenpunkte zweier benachbarter Binder verbinden, gebildet. Es entsteht auf diese Weise ein in der Dachfläche liegender Fachwerkträger, welcher im stande sein muß, den Windschub und die zur Verhütung eines Ausknickens der Bindergurte nötigen Kräfte auf das Auflager zu übertragen. Bezüglich der durch Ausknicken entstehenden Kräfte läßt sich durch Rechnung kein brauchbares Ergebnis erzielen. Man hat daher die Berechnung auf Winddruck mit reichlicher Sicherheit zu führen, um die Gewißheit zu haben, daß auch ein Ausknicken in wirksamer Weise verhütet ist.

Die Knotenpunkte des Längenverbandes liegen stets an den Auflagerpunkten der Pfetten, es ist jedoch nicht nötig, daß jedes Pfettenlager zum Knotenpunkt wird, es können vielmehr die Abstände der Knotenpunkte so groß werden, als es die Steifigkeit des Bindergurts in seitlicher Richtung zuläßt. In den meisten Fällen würde die Kuppelung nur eines einzigen Binderpaares zur Herstellung eines ausreichenden Längenverbandes genügen. Da aber, wie bereits früher erwähnt, die Pfetten behufs Ermöglichung der Wärmedehnung in gewissen Abständen verschiebliche Stöße erhalten müssen, so ist es wünschenswert, innerhalb einer jeden zwischen zwei derartigen Stößen befindlichen Pfettenlänge mindestens ein Binderpaar zu kuppeln.

Für die Berechnung der durch Winddruck im Längenverband hervorgerufenen Spannungen diene folgende Betrachtung.

Theoretisch bringt der auf eine Fläche in beliebiger Richtung wirkende Windstoß nur senkrecht zu dieser Fläche gerichtete Kräfte hervor. Hiernach würde also ein Schub in der Längenrichtung des Daches nur dann entstehen können, wenn der Längenrichtung nicht parallele Flächen aus dem Dache hervorragen, oder wenn in sich nicht standfeste Wände sich gegen das Dach anlehnen.

In Wirklichkeit ist aber keine Dachfläche so glatt, daß sie nicht dem Wind genügende Angriffspunkte auch in der Firstrichtung böte.

Man geht nun hinreichend sicher, wenn man die hierdurch entstehenden, parallel zum First wirkenden Kräfte zu $^1/_5$ des in der Querrichtung des Daches zur Wirkung kommenden Schubes annimmt.

Ist demnach f die vom Wind in der Querrichtung zum First getroffene Dachfläche, α der Neigungswinkel des Daches, so ist der Schub in der Längsrichtung auf die gleiche Dachfläche

$$W = \frac{f \,.\, 120 \sin(\alpha + 10) \sin\alpha}{5} \text{ anzunehmen} \quad . \quad . \quad (22)$$

Von diesem Schub entfällt näherungsweise die Hälfte auf den First, die andere Hälfte auf die Traufe. Ferner wirkt auf den First der auf alle durch die Dachfläche etwa in horizontaler Richtung gestützten Flächen (Laternen, Giebelwände u. a.) entfallende Winddruck W.

Beispielsweise würden die Giebelflächen der Laternenaufsätze, vorspringende Oberlichter u. a. zu berücksichtigen und hierbei der Winddruck stets reichlich zu bemessen sein. Ist so der Winddruck bestimmt worden, so nehme man an, daß die in jeder Dachfläche befindlichen, durch den Längenverband gebildeten Fachwerkträger als Freiträger wirken, deren eingemauertes Ende sich an der Traufe befindet. Alsdann beträgt die Spannung in den Diagonalen des Längsverbandes bei n gekuppelten Binderpaaren, wenn β der Neigungswinkel zwischen der Diagonale und der Horizontalen:

$$D = \frac{\frac{W}{4} + \frac{\mathfrak{W}}{2}}{n \cos \beta} = \frac{6 f \sin(\alpha + 10) \sin \alpha + \frac{\mathfrak{W}}{2}}{n \cos \beta} \quad . \quad . \quad (23)$$

Die in den Bindergurten und den Pfetten entstehenden Fachwerkspannungen können vernachlässigt werden, da diese Teile dann, wenn der Wind in der Längsrichtung wirkt, nicht voll belastet werden und demnach überschüssige Stärke besitzen.

Beispiel. Es sei die Länge eines Daches = 30 m, der Neigungswinkel $\alpha = 30^0$, die Entfernung zwischen First und Traufe = 10,0 m, die Pfettenentfernung $= \frac{10}{4}$ = 2,5 m, die Binderentfernung = 5 m. Die Giebelwand bestehe aus Fachwerk und lehne sich gegen das Dach; dann ist:

$$f = 30 . 10 = 300 \text{ qm}$$
$$\sin(\alpha + 10) = 0{,}643$$
$$\operatorname{tg} \alpha = 0{,}5$$

$\operatorname{tg} \beta$ (wenn jedes Pfettenlager als Knotenpunkt des Längenverbandes ausgebildet wird)

$$= \frac{2{,}5}{5{,}0} = 0{,}5 \parallel \cos \beta = 0{,}894$$

$$\mathfrak{W} = 120 \, \frac{17{,}32 \, . \, 5{,}0}{3} = 3460 \text{ kg}$$

und demnach nach Gleichung (23), wenn n = 1

$$D = \frac{6 \, . \, 300 \, . \, 0{,}643 \, . \, 0{,}5 + \frac{3460}{2}}{0{,}894} = 2309 \text{ kg.}$$

Werden zwei Binderpaare gekuppelt, so wird

$$D = 1155 \text{ kg.}$$

Das kleinste praktisch anwendbare Flacheisen 45.7 mm erträgt bei 16 mm Nietstärke eine Beanspruchung von

$$(4{,}5 - 1{,}6) \, 0{,}7 \, . \, 900 = 1827 \text{ kg,}$$

ist also bei zwei gekuppelten Binderpaaren bereits ausreichend.

Mit Rücksicht auf die großen Längen der Diagonalen sind für diesen Zweck Winkeleisen, oder Rundeisen mit Spannschlössern den Flacheisen vorzuziehen.

b. Der Querverband.

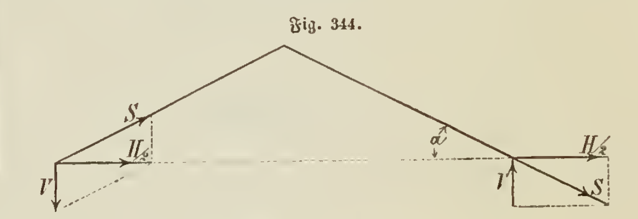
Während der Längenverband bei jedem Dache notwendig ist, kommt der Querverband nur dann zur Anwendung, wenn die zur Unterstützung der Dachbinder dienenden Pfeiler und Wände nicht stark genug sind, um den Windschub auf das Fundament zu übertragen. Der Querverband, welcher in der Bildung eines liegenden Fachwerkträgers in Höhe des Binderauflagers besteht, bezweckt in diesem Falle die Übertragung des Windschubs auf die benachbarten Querscheidewände.

Ein zwischen den Traufpfetten horizontal (als Decke) angeordneter Querverband ist bereits in dem S. 166 behandelten Beispiel eines Fachwerkgebäudes berechnet worden. Ebensowohl kann indes bei flachen, ebenen (nicht gebogenen) Dächern der Querverband auch in die Dachfläche verlegt werden. In diesem Falle bildet der Querverband zugleich auch den Längenverband, da der Wind nicht gleichzeitig in beiden Richtungen voll zur Wirkung kommen kann.

Ist hierbei eine steife Dachschalung vorhanden, welche für sich bereits ein seitliches Ausknicken der Bindergurte genügend verhindert, so steht nichts entgegen, die Diagonalen des Querverbandes vom First bis zur Traufe durchgehen zu lassen, andernfalls müssen jedoch so viele zwischenliegende Knotenpunkte angenommen werden, als die seitliche Steifigkeit des Gurtquerschnitts beansprucht.

Liegt der Querverband in der Dachfläche, so hat man nach Fig. 344 den Horizontalschub H des Windes in die Seitenkräfte S und V zu zerlegen. Hierbei kann angenommen werden, daß durch den Binder die Hälfte des Schubes

Fig. 344.



nach dem gegenüberliegenden Auflager übertragen wird. Jeder der in den beiden Dachflächen befindlichen Fachwerkträger wird dann in den Lastpunkten durch die Kräfte

$$S = \frac{H}{2 \, . \cos \alpha}$$

beansprucht. Die weitere Berechnung ist in derselben Weise wie bei dem auf S. 166 gegebenen Beispiel durchzuführen. Die Obergurte der Binder und die Pfetten sind hierbei entsprechend den auf sie entfallenden Fachwerkspannungen nötigenfalls zu verstärken.

Falls die Frontwand außerdem in sich nicht standsicher ist, so muß auch der aus der Frontwand auf die Binderpunkte entfallende Winddruck selbstredend dem Schub H zugezählt werden.

Bei breiten Dachflächen läßt sich mittels eines derartigen Querverbandes der Windschub auf ziemlich weit abstehende Querwände übertragen. (Vgl. Taf. 62.)

§ 7.

Grat- und Kehlbinder.

Die einfachste Form der reinen Gratbildung entsteht durch Abwalmung der Dachfläche (Fig. 345), die der reinen Kehlbildung beim Zusammenstoßen zweier im Grundriß beliebig gegeneinander geneigten Dachflächen (Fig. 346). Auf diese beiden Grundformen lassen sich alle anderen Anordnungen zurückführen.

Fig. 345.

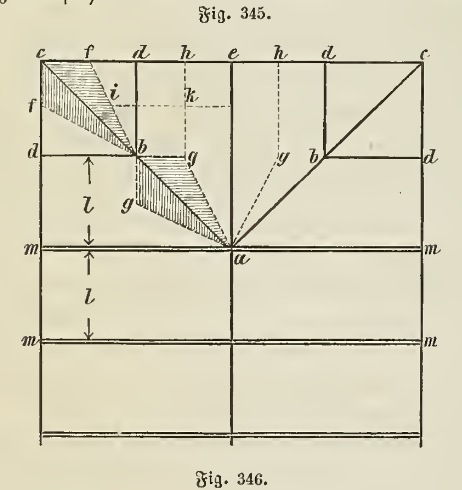
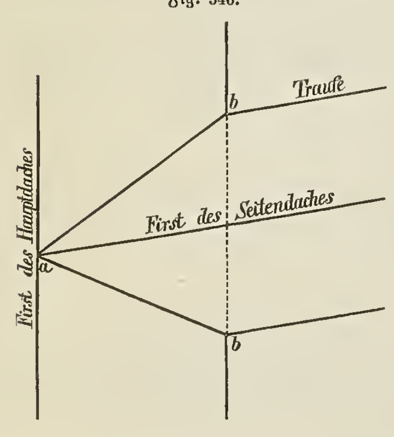


Fig. 346.



Bei dem einfachen Walm (Fig. 345) wird im Anfallpunkt a stets ein Hauptbinder m-m angeordnet. Auf diesen stützen sich im Punkt a die Gratbinder a-c, welche mit dem Fußende auf den Umfassungsmauern ruhen. Ferner ist in den Punkten a und b eine genügende Anzahl Schiftbinder a-e und b-d vorzusehen, damit die Pfetten nicht auf eine größere freitragende Länge, als die gewöhnliche Binderentfernung l beträgt, freiliegen.

Zur Vereinfachung der andernfalls höchst umständlichen Berechnung der Schift- und Gratbinder genügt es, wenn an Stelle der Einzellasten der Pfettendrücke stetige, und an Stelle der schief gerichteten Windlasten senkrechte Kräfte gesetzt werden, da ein seitliches Ausknicken der Grat- und Schiftbinder durch die polygonale Anordnung genügend gesichert erscheint. Alsdann wirkt nach Fig. 345 im Grundriß auf den Gratbinder a-c die schraffirte Lastfläche:

c f b f und b g a g,

ferner im Punkt b als Einzellast der Auflagerdruck der Schiftbinder b-d, welcher gleich ist der Lastfläche i k g b. Für die Lasten der erstgenannten Flächen ist, wie bei dem S. 199 vorgeführten Beispiel, eine gleichmäßig verteilte Last einzuführen.

Die Schiftbinder b d tragen die Lastfläche f-h-g-b, die Schiftbinder a-e die Lastfläche h-g-a-g-h; auch hier genügt es stets an Stelle dieser trapezförmigen Lastflächen gleichmäßige Lastverteilung anzunehmen. Hat man die Lastflächen f im Grundriß ermittelt, so erhält man die entsprechenden Dachflächen f_1 aus:

$$f_1 = \frac{f}{\cos\alpha} \text{ } (\alpha = \text{Neigungswinkel des Daches}).$$

Letztere sind mit den Werten der Tabellen 5b und 5c im Anhang zu multipliziren, um die wirklichen Lasten zu erhalten. Hierbei wird der eigentlich senkrecht zur Dachfläche wirkende Winddruck, wie bereits erwähnt, lotrecht zur Grundfläche angenommen.

Der im Walmpunkt a liegende Hauptbinder m-m hat außer den Lasten der übrigen Hauptbinder im Scheitel die Auflagerlast der Gratbinder a-c und der Mittelschiftbinder a-e aufzunehmen. Die aus dieser Einzellast herrührenden Spannungen sind daher den Spannungen der übrigen Binder zuzuzählen und dementsprechend die Abmessungen der Binderstäbe zu verstärken. Da jedoch der Winddruck nicht gleichzeitig auf alle Dachflächen wirken kann, so ist es angängig von der auf Punkt a entfallenden Einzellast den auf die Schift- und Gratbinder entfallenden Winddruck in Abzug zu bringen.

Für den Querschnitt der Grat- und Schiftbinder sind in der Regel I- und [-Eisen ausreichend.

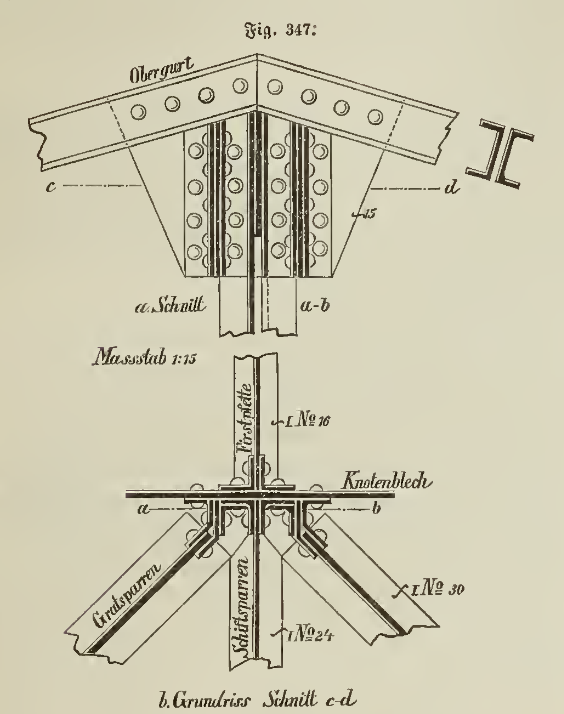
Besondere Schwierigkeiten bietet die Verbindung der verschiedenen Binder und Pfetten in den Anfallpunkten a und b. Die Verbindung wird um so schwieriger, je mehr Stäbe in einem Punkt zusammenlaufen. Von der Ausbildung des Punktes a der Fig. 345 gibt Fig. 347 ein Beispiel.

Die Befestigung der Binder untereinander an den Anfallpunkt wird entweder durch entsprechend gebogene senkrechte Laschenbleche und Winkel (Fig. 347), oder durch wagerechte Knotenbleche erreicht, welche an der oberen Bindergurtung befestigt werden und an welche sich die anlaufenden Grat- und Schiftbinder anschließen. Diese Knotenbleche müssen entsprechend der Neigung der einzelnen Binder gebogen werden (Taf. 50, Fig. 4 und Taf. 52, Fig. 1). Man

kann indessen auch den Hauptbinder im First um die Knotenblechbreite abplatten und horizontale Knotenbleche anwenden, an welche die horizontal abgebogenen Enden der Grat- und Schiftbinder anschließen (Taf. 65, Fig. 3).

Die Konstruktion des Anfallpunktes a (Fig. 345) läßt sich dadurch vereinfachen, daß der Schiftbinder a-e an einen zwischen den Gratbindern a-c eingezogenen Wechsel angeschlossen wird, ebenso läßt sich eine Vereinfachung des An-

Fig. 347.



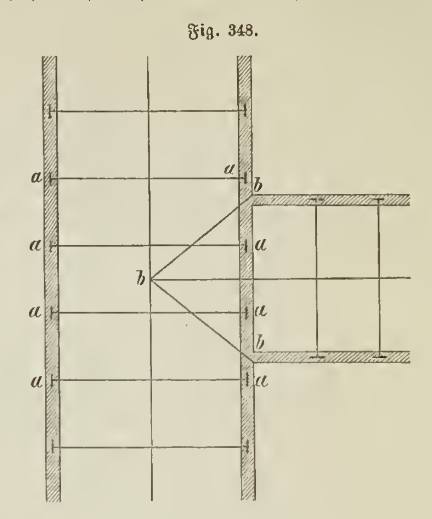
fallpunktes b dadurch erzielen, daß man denselben an einer Stelle anordnet, an welcher sich nicht gleichzeitig ein Pfettenlager befindet.

* * *

Bei den Dachkehlen sind zwei Fälle zu unterscheiden, je nachdem die Umfassungsmauern des einen Gebäudes nach Fig. 348 ohne Unterbrechung durchgehen, oder (wie bei Kirchen) Quer- und Längsbau durch Mauern nicht getrennt sind (Taf. 64, Fig. 1).

Im ersten Fall ordnet man gewöhnlich die Dachbinder a-a des Hauptbaues ohne Rücksicht auf das Seitendach an. Zur Aufnahme der Pfetten in den Kehlen werden dann besondere Kehlsparren b-b verlegt, welche entweder auf den Hauptbindern aufliegen, oder zwischen den Obergurten der letzteren eingehängt werden. Befindet sich im Firstpunkt b kein Hauptbinder (wie bei Fig. 348), so werden die Kehlsparren an der Firstpfette befestigt, welche in diesem Feld alsdann entsprechend zu verstärken ist. Für die unter den Kehlsparren liegenden Hauptbinder a-a genügen dieselben Abmessungen, wie für die übrigen Hauptbinder. Die Kehlsparren b-b erhalten nur geringe Belastungen, welche in ähnlicher Weise, wie bei den Gratsparren zu ermitteln sind. Man kann dieselben sowohl ein- als zweiteilig gestalten und verweisen wir in dieser Hinsicht auf Kap. 10 und Kap. 11, § 5.

Fig. 348.



Laufen die Wände des Hauptbaues nicht durch, wie bei Taf. 64, Fig. 1, so werden in den Kreuzungspunkten a b c d der Schiffe die letzten Binder in a-d, b-c und a-b, d-c eines jeden Schiffes gestellt, während der verbleibende Zwischenraum durch eine der im nächsten Kapitel zu besprechenden Zelt- oder Kuppelkonstruktionen überdeckt wird.

§ 8.

Erläuterung der auf den Tafeln dargestellten eisernen Dachstühle.

Nachdem in den vorhergehenden §§ die für das Entwerfen eiserner Dachstühle maßgebenden Gesichtspunkte dargelegt sind und hierbei bereits gelegentlich auf einzelne der auf den Tafeln dargestellten Beispiele hingewiesen ist, sollen nunmehr diese Beispiele nachstehend einzeln im Zusammenhang besprochen werden.

1) Taf. 19. Dach des Industriegebäudes in der Beuthstraße zu Berlin.

Es kam bei dieser Bauausführung darauf an, die Mansarde ebenso wie die übrigen Stockwerke zu einem großen Raum ohne unterbrechende Wände auszubilden (vgl. auch S. 87). Die Binder bestehen aus genieteten horizontalen Trägern, welche den Dachboden und den hölzernen Dachstuhl des oberen flachen Dachteils tragen und welche in der Mitte auf einem schmiedeeisernen Pfeiler, an den Seiten auf schräg, parallel zur steilen Dachfläche, gestellten schmiedeeisernen Stützen ruhen. Letztere werden nur durch den Stützendruck, nicht aber durch die Dachlast beansprucht, da diese von den hölzernen Sparren unmittelbar auf die Mauerpfette und die oberhalb der Stütze befindliche hölzerne Pfette

übertragen wird. Dagegen bewirkt die wagerechte Seitenkraft des im Lager schräg auf das Mauerwerk wirkenden Stützendrucks ein Moment, welches Stütze und Träger auf Biegung beansprucht und eine steife Verbindung zwischen beiden Konstruktionsteilen erfordert. Letzteres hätte sich auch vermeiden lassen, wenn die Stütze am Fußpunkt mit den Deckenträgern so verbunden worden wäre, daß diese den Schub aufnehmen konnten. Bei dem Träger wirkt das erwähnte Schubmoment dem durch die Belastung hervorgerufenen Biegungsmoment entgegen, weshalb hier das erstere bei der Querschnittsberechnung unberücksichtigt bleiben kann.

An jeden Doppelpfeiler (Fig. 3 a/b) schließen zwei derartige 1,88 m von einander entfernte Binder an. Die lichte Entfernung zwischen diesen einzelnen Binderpaaren beträgt 3,5 m. Die Zwischenräume sind durch gemauerte (in Taf. 19 nicht gezeichnete) Kappengewölbe überdeckt, welche auf den Unterflanschen des horizontalen genieteten Trägers aufliegen. Die Seitenflächen des Daches sind zum Teil durch Glas-, zum Teil durch Schieferbedachung geschlossen.

2) Taf. 23 und 24. Entwurf einer Decke über einem Oberlichtsaal.

Die hier dargestellte Konstruktion findet in neuerer Zeit vielfache Anwendung bei Überdeckung größerer Säle, über welchen andere nutzbare Räumlichkeiten nicht mehr belegen sind. Sie besteht im wesentlichen aus einer leichten, nur für geringe Nutzlast berechneten inneren Decke und dem Dach, welches sich in mäßiger Entfernung von der Decke befindet und welches mit Rücksicht auf Unterhaltung einer gleichmäßigen Innentemperatur zweckmäßig als Holzzementdach ausgebildet wird. Die zwischen Decke und Dach verbleibende Höhe ist zur Aufnahme eines Fachwerkträgers geeignet, welcher auf den beiden Seitenwänden lagert und die Gesamtlast von Decke und Dach aufnimmt.

Decke und Dach sind von Oberlichtern durchbrochen. Die Einteilung und Anordnung der letzteren ist bereits S. 198 erläutert. Die Hauptbinder mußten mit Rücksicht auf die große Binderentfernung (7,9 m), die geringe zur Verfügung stehende Trägerhöhe und die schwere Belastung durch das Holzzementdach einen kastenförmigen Querschnitt erhalten. Hierbei wurde die obere Gurtung derartig zwischen den Knotenblechen eingeschachtelt, daß die letzteren beliebig über die Gurtung hinaus verlängert und die in verschiedenen Höhenlagen befindlichen ⊥-förmigen Pfetten bequem angeschlossen werden konnten (Taf. 24, Fig. 1, 5 und 6).

Der Untergurt des Trägers tritt behufs thunlichster Vermehrung der Trägerhöhe unter der Deckenfläche vor (Taf. 23) und kann sowohl sichtbar bleiben, als auch eine Holzverkleidung erhalten. Die Decke wird in der Mitte durch das innere bogenförmig angeordnete Oberlicht, an den Seiten durch Kappen aus rheinischen Schwemmsteinen geschlossen. Statt der letzteren kann auch verzinktes Wellblech Verwendung finden, welches in entsprechender Weise durch Bemalung zu beleben ist (vgl. S. 155 und 210).

Der Fachwerkträger ist in § 8, S. 122 berechnet, das Lager desselben in § 7, S. 122 beschrieben worden.

Gewicht eines Fachwerkträgers ohne Pfetten = 4200 kg.
Gesamteisengewicht f. d. qm Grundfläche = 91 kg.

3) Taf. 25. Entwurf zur Decke über dem großen Sitzungssaal des Reichsgerichtsgebäudes in Leipzig.

Die Anordnung ist im wesentlichen die gleiche wie bei dem vorigen Beispiel. Während bei letzterem die Trägerform mit Rücksicht auf die einfachere Berechnung symmetrisch gestaltet und infolge dessen der Pfettenanschluß in verschiedenen Höhenlagen zur oberen Gurtung bewirkt werden mußte, folgt hier der Obergurt ganz der Dachform, wodurch eine unsymmetrische Trägerform entsteht.

Sowohl Decke als Dach ist mittels massiver Kappengewölbe zwischen eisernen ⊥-Trägern gebildet. Als Dachdeckung ist Holzzement auf Schalung in Aussicht genommen.

Hierdurch wird die Belastung noch erheblich größer als bei Beispiel 2, dagegen gestattet die bedeutende Trägerhöhe, die geringere Spannweite (12,8 m) und Binderentfernung (4,77) eine einfache Querschnittsform und durchweg geringe Abmessungen der Stäbe des Fachwerkträgers.

Die Knotenbleche haben sämtlich die doppelte Stärke (Nietstärke) der anschließenden Stäbe erhalten, während nach Gleichung (4), S. 41 nur $^2/_3$—$^3/_4$ dieser Stärke erforderlich gewesen wäre. Außerdem erschwert die verschiedene Stärke der Knotenbleche die Ausführung. Die Wahl einer einheitlichen Stärke entsprechend den stärksten anschließenden Stäben (wie bei Beispiel 2) würde daher den Vorzug verdient haben.

Da die Dach- und Deckenträger in einer Ebene senkrecht übereinander liegen, so konnten im Netzwerk des Binders Vertikalstäbe angeordnet und die Walzträger der Deckenbalken und Dachpfetten an diese in einfacher Weise angeschlossen werden.

Wie aus Fig. 1, 3 und 4 ersichtlich, sind je zwei Binder im Obergurt durchweg mittels Diagonalen gekuppelt. Dieser Längenverband hätte wohl in vorliegendem Falle mit Rücksicht auf die Steifigkeit der gemauerten Decke und auf die äußerst geringe Angriffsfläche, welche sich dem Winde darbietet, entbehrt werden können. Wegen des Lagers siehe S. 74.

4) Taf. 26. Entwurf zur Decke über dem großen Festsaal des Reichsgerichtsgebäudes in Leipzig.

Die Anordnung ist die gleiche, wie bei dem vorigen Beispiel. Die gekuppelten Fachwerkbinder haben ungleiche Stützweite, aber gleiche Felderteilung. Bemerkenswert ist

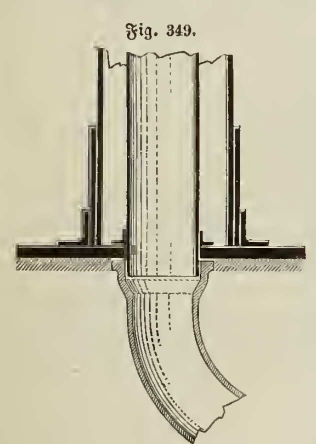
die der Deckenform sich anschmiegende Gestaltung des unteren Gurtes des Fachwerkträgers.

5) Taf. 28. Entwurf zu einer freistehenden eisernen Halle.

Die hier dargestellte Konstruktion eignet sich vornehmlich für freistehende Hallen, als: Überdachungen von Bahnsteigen, Markthallen, Ausstellungsgebäude, Werkstätten u. a. bis etwa zu 30 m Spannweite. Die Seitenflächen zwischen den Säulen sind bei vorliegendem Beispiel offen, sie können aber auch ebensowohl durch Fachwände geschlossen werden. Die Hallen lassen sich sowohl ein- als mehrschiffig verwenden. In dem auf Taf. 28 dargestellten Beispiel ist der letztere Fall angenommen.

Die Binder sind Bogenträger von 21,5 m Spannweite, welche durch schmiedeeiserne Säulen unterstützt werden. Gußeiserne Säulen zu verwenden schien mit Rücksicht auf den erheblichen Windschub, welcher sich sowohl in der Quer- als Längenrichtung geltend macht, nicht rätlich (vgl. S. 94, § 6 und S. 98, § 8). Je zwei Säulen sind am Kopf in der Längsrichtung der Halle durch einen Blechträger verbunden, an welchen eine beliebige Anzahl Zwischenbögen angeschlossen werden kann, so daß die Säulenentfernung je nach Wahl das Zwei- bis Dreifache der Binderentfernung beträgt.

Fig. 349.



Ein Teil der Säulen dient gleichzeitig zur Abführung des Wassers. Zu diesem Zwecke lassen sich verzinkte schmiedeeiserne Rohre in die Säule einsetzen, welche unten auf der Fußplatte aufstehen (Fig. 349) und am oberen Ende durch eine Schelle gehalten werden. Auf diese Weise wird die Innenwandung der äußeren Säule vor Rost geschützt und gleichzeitig das Einfrieren verhindert, da die Temperatur der zwischen beiden Säulen verbleibenden Luftschicht infolge der aus dem Entwässerungskanal aufsteigenden Wärme nicht leicht unter den Gefrierpunkt sinken wird. Besitzen die Säulen so geringen Durchmesser, daß sich die vorbeschriebene Anordnung nicht ausführen läßt, so sind besondere von den Säulen getrennte Abfallrohre einer Abführung des Wassers durch die Säulen unbedingt vorzuziehen.

Auf den fünf mittleren der aus ⌉_-Eisen bestehenden Pfetten ruhen die Rinnen des sägeförmigen Oberlichts. Die unteren drei Felder sind mit verzinktem Wellblech überdacht.

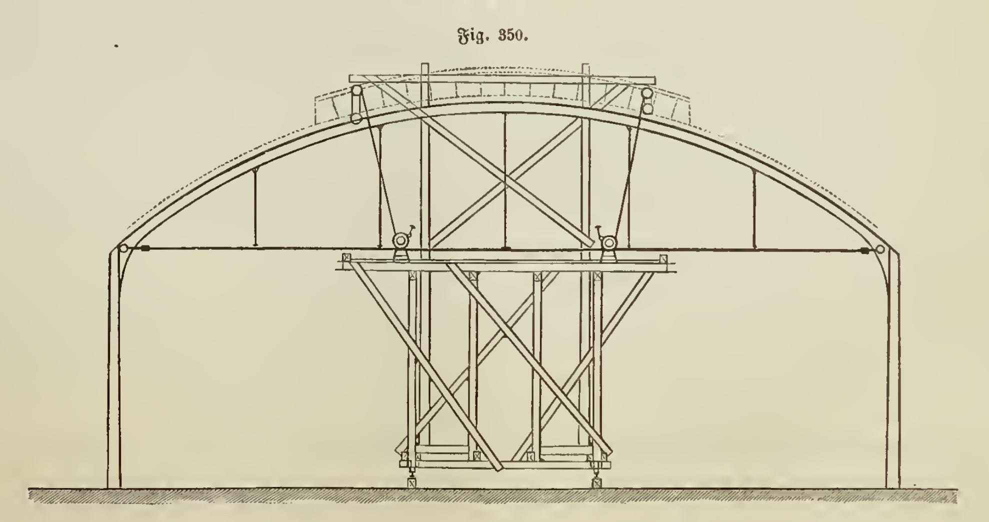
Die Aufstellung einer derartigen Konstruktion wird bei einigermaßen großer Längenausdehnung am zweckmäßigsten von einem nach Fig. 350 konstruirten fahrbaren Holzgerüst bewirkt, welches sich leicht mit Brechstangen auf Eisenbahnschienen fortbewegen läßt. Die Bögen werden unten zusammengenietet, mittels Winden und Flaschenzügen, von welchen die letzteren an der Spitze der am Gerüst befindlichen Holzmaste befestigt sind, hochgezogen und an den bereits vorher mittels Dreifuß aufgerichteten Säulen befestigt. Die weiteren Arbeiten werden von über die Zugstangen der Bögen gelegten Brettbühnen bewirkt.

Die Einzelheiten der Halle wurden zum Teil bereits früher besprochen.

Wegen Berechnung der Säulen siehe S. 94 und 98;
„ „ des Bogens S. 137;
„ „ der Gelenke der Zugstange S. 50—52;
„ Anordnung des Oberlichts Taf. 29, sowie S. 193 und S. 196.

Gewicht einer Säule = 1480 kg
„ eines Bogens = 1440 kg.

Fig. 350.

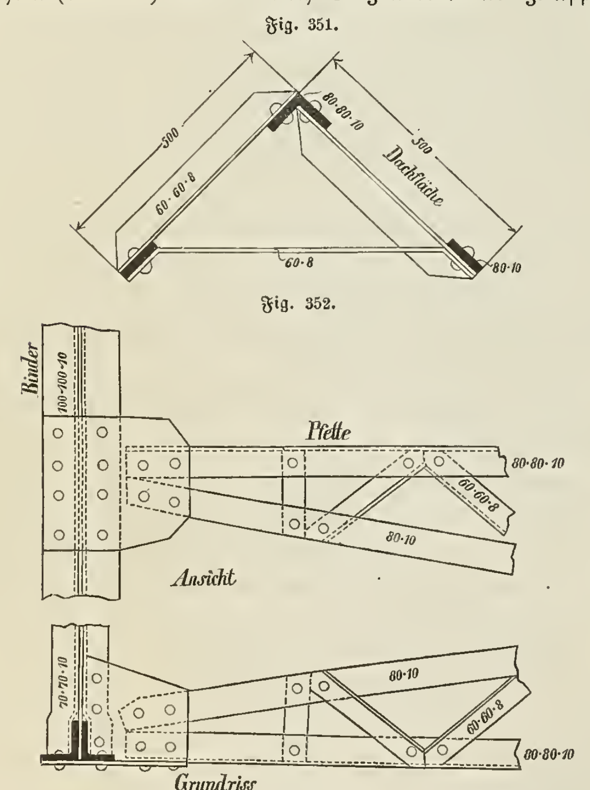


6) Taf. 31. Bahnsteighalle auf Bahnhof Alexanderplatz in Berlin.

Fallen bei größeren Spannweiten die Säulen der im vorigen Beispiel vorgeführten Konstruktion zu schwerfällig aus, so empfiehlt sich die Anordnung von Fachwerkbögen mit tiefliegenden Kämpfergelenken. Ein gutes Beispiel dieser Gattung bietet die Bahnsteigüberdachung auf Bahnhof Alexanderplatz der Berliner Stadtbahn. Die Halle ist 165 m lang und besitzt eine Spannweite von 37,1 m. Die Binder sind paarweise in einer Entfernung von 1,5 m angeordnet und behufs Versteifung gegen Ausknicken in Abständen, welche der Pfettenteilung entsprechen, sowohl in der Mantelfläche des Ober- und Untergurts, als auch in den dazu senkrechten (radialen) Ebenen durch Diagonalverbände gekuppelt.

Fig. 351.

Fig. 352.



Jeder Binder besitzt ein besonderes Fuß- und Scheitelgelenk, welche vergrößert auf Taf. 32, Fig. 1 und Taf. 33, Fig. 1 dargestellt sind, wogegen der Zuganker am Fuße des Binders für je zwei Binder gemeinschaftlich und dementsprechend in der Mitte eines Binderpaares angeordnet ist. Die mittlere Entfernung zweier Binderpaare beträgt 8,8 m, so daß also auf jeden Einzelbinder eine Lastfläche von 4,4 m der Halle (in der Längsrichtung gemessen) entfällt.

Die zwischen den Binderpaaren liegenden Pfetten sind im unteren Teil des Daches Doppelpfetten mit parabolischem Untergurt und dreieckigem Netzwerk (Textfigur 351 und 352); im oberen Teil der Halle, in welchem die Dachneigung nahezu horizontal ist, I- und ⊏-Eisen.

Von den erstgenannten Doppelpfetten liegt der eine Schenkel in der Dachfläche und in einer Ebene mit dem Obergurt des Binders, der andere Schenkel ist senkrecht zur Dachfläche angeordnet. Die im oberen Hallenteil befindlichen I-förmigen Pfetten sind behufs bequemer Entwässerung des über denselben befindlichen sägeförmigen Oberlichts auf die Obergurte der Binder gelegt. Hierbei hängen die über einem Binderpaare liegenden Pfetten um 0,96 m über und tragen an den Enden die 5,38 cm langen Zwischenstücke, welche gelenkartig mit den ersteren verbunden sind (Taf. 31, Fig. 9).

Der Längenverband gegen Winddruck wird durch Diagonalen gebildet, welche in jedem zweiten, zwischen zwei Binderpaaren gelegenen Felde zwischen den Auflagerpunkten der Pfette eingezogen sind. Mit Rücksicht auf die große Länge bestehen diese Diagonalen aus Rundeisen mit Spannschloß.

In allen Hallenfeldern, in welchen sich Winddiagonalen befinden, sind die parabolischen Doppelpfetten nach Textfigur 352 fest mit den Bindern vernietet, in den Feldern ohne Windverband dagegen wird die erforderliche Temperaturverschiebung durch Anschrauben der mit länglichen Löchern versehenen Pfetten ermöglicht. Ebenso ist in diesen Feldern eine Verschieblichkeit der im oberen Hallenteil liegenden I-förmigen Pfetten durch entsprechende längliche Gestaltung des Gelenkauges gewährleistet.

Im oberen Teil der Halle befinden sich zwischen je zwei Binderpaaren fünf nebeneinander liegende sägeförmige Oberlichter, deren Einzelheiten teilweise auf Taf. 49, Fig. 2 dargestellt sind.

Über dem Scheitelgelenk der Binder ist das Oberlicht unterbrochen und der Zwischenraum zwischen den zunächst dem Scheitel liegenden Sprossen mit Zinkblech derartig überdeckt, daß eine geringe Beweglichkeit der Sparren gegeneinander möglich bleibt.

Die übrigen Dachflächen mit Einschluß der über den Doppelbindern liegenden Scheitelflächen sind mit verzinktem Eisenwellblech gedeckt, dessen Befestigung nach Art der in Textfigur 332, S. 209 dargestellten Konstruktion bewirkt wurde.

Der untere 2 m hohe Teil der Halle ist mit ausgemauertem Eisenfachwerk geschlossen. Oberhalb desselben beginnt die Wellblechbekleidung, aus welcher in jedem Hauptfeld eine große, mit Rundbogen begrenzte Fensteröffnung ausgeschnitten ist.

Die Aufstellung der Halle wurde mittels des in nebenstehender Textfigur 353 dargestellten fahrbaren Holzgerüstes bewirkt. Die Brettbühnen an den Enden der horizontalen Abteilungen waren beweglich und wurden beim Verschieben des Gerüstes zurückgezogen.

7) Taf. 59. Verschiedene Pultdächer.

Fig. 1. Pultdach von 8,5 m Spannweite, mit nach

unten durchhängendem parabolischem Binder, 2,2 m weiter Pfettenteilung und Holzsparren.

Der Obergurt des Binders wird durch ein ┌-Eisen gebildet, an dessen Steg die Knotenbleche seitlich anschließen (besser ┐┌ mit zwischenliegendem Knotenblech). Die gedrückten Stäbe sind in veralteter Weise aus Gußeisen gefertigt, die gezogenen Stäbe als Rundeisen mit Spannschlössern ausgebildet. Das obere Lager ruht auf einem gußeisernen, mit der Mauer verankerten Lagerstuhl.

Fig. 2. Pultdach von 8 m Spannweite und enger Pfettenteilung (1,1 m). Der Obergurt ist ein T-Eisen, an dessen Steg einerseits die aus einem L-Eisen bestehenden Vertikalstäbe, anderseits die flachen Diagonalstäbe anschließen. Bei der geringen Beanspruchung genügt ein Niet zum Anschluß der Stäbe, daher sind Knotenbleche zu entbehren.

Fig. 3. Droschkenhalle am Ostbahnhof in Berlin.

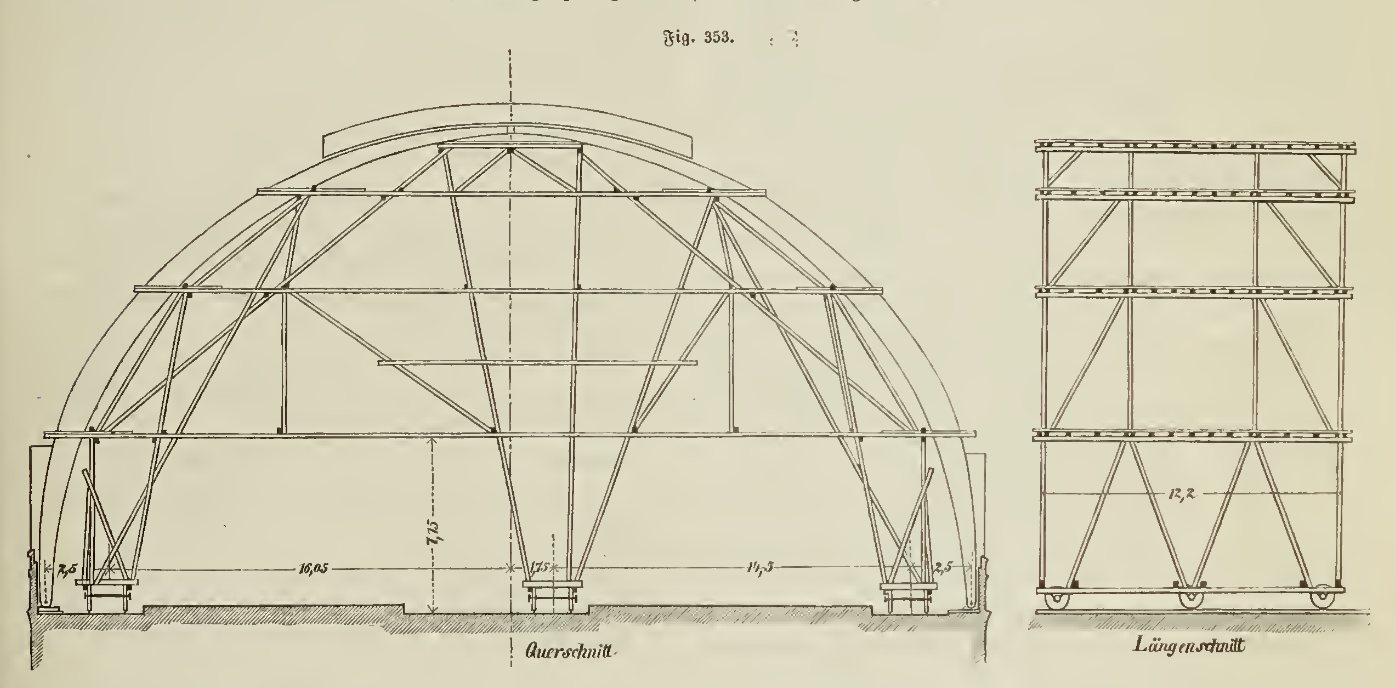
Der Binder, ein Fachwerkträger mit überhängendem Ende, trägt zwei als Fachwerkträger ausgebildete Mittelpfetten, sowie eine Trauf- und eine Mauerpfette aus I- bezw. ⌐-Eisen. Der Abstand der Binder beträgt 7,5 m. Der überhängende Teil des Daches ist mit Wellblech, der Rest mit Glastafeln auf ⊥-Sprossen eingedeckt.

Fig. 4. Steuerfreie Niederlage in Harburg.

Der Binder ist ein 6,1 m langer Gitterträger, dessen vorderes Ende von einem oberhalb am Mauerwerk verankerten Zugband getragen wird. Am Angriffspunkt dieses Zugbandes ist die Standsicherheit des Mauerpfeilers durch Verankerung mit der Balkenlage vermehrt worden. Der Gitterträger ist somit ein Träger auf zwei Endstützen mit gleichzeitig achsialer Beanspruchung und demnach die gewählte dreieckige Form nur insofern zweckmäßig, als ein Teil der Last nunmehr unmittelbar von dem gleichzeitig als Freiträger wirkenden Gitterträger aufgenommen und mittels der am Mauerende angebrachten Verankerung auf das Mauerwerk übertragen werden kann. Den Anschluß der ⊥-förmigen Pfetten an die Binder unter Berücksichtigung der Temperaturverschiebungen zeigt Fig. 4b und c.

Die Höhe der Pfetten (6 cm) genügt nicht für die Durchbiegung. Da die Binderentfernung = 4,1 m, so sollte die Pfettenhöhe nach S. 223 mindestens $= \frac{4,1}{50} =$ rund 8,2 cm betragen.

Fig. 353.



Das Rinneneisen (Fig. 4d) wurde durch Verlängerung des ⊥-förmigen unteren Bindergurtes, dessen vertikaler Steg entsprechend abgehauen wurde, gebildet. Die Anbringung besonderer Rinneneisen würde jedoch sparsamer gewesen sein. Der Längenverband besteht in der Anordnung von Kreuzstreben zwischen den Bindern einiger Felder.

Fig. 5. Bahnsteighalle Vohwinkel.

Die Säulen stehen 7,1 m von einander entfernt und tragen einen I-Träger, welcher den mittleren zwischen je zwei Säulen befindlichen Binder unterstützt. Der Abstand der letzteren beträgt somit 3,55 m. Die Binder stellen einen Träger mit überhängendem Ende dar und sind mit Rücksicht auf leichtes Aussehen als Fachwerkträger ausgebildet, obgleich bei der geringen freien Länge bereits leichte I- oder Doppel-┐┌-Eisen genügt haben würden. Überhaupt be-

ginnt in neuerer Zeit die frühere Vorliebe für Gitterwerk bei Eisenbauten zu schwinden, wozu jedenfalls auch der gegen früher bedeutend gesunkene Materialwert nicht unwesentlich beiträgt.

Das Regenwasser wird durch die Säulen abgeführt, was, wie bereits oben erwähnt, durchaus nicht zu empfehlen ist, es sei denn, daß zu diesem Zwecke ein besonderes Rohr in die Säule geschoben wird.

8) Taf. 60. Vorhalle über der Droschkenanfahrt auf Bahnhof Alexanderplatz in Berlin.

Dieses Dach zeichnet sich sowohl durch angemessene Anordnung, als durch vorzügliche Anpassung an die Architektur aus. Wie aus Fig. 1—4 ersichtlich, besteht die Frontwand des Empfangsgebäudes aus einer Pfeilerstellung mit zwischengespannten Bögen. Der Abstand der Pfeilermitten beträgt 8,8 m, die Lichtöffnung der Bögen 6,17 m und demnach die Pfeilerbreite 2,63 m. An jedem Pfeiler sind im Abstand von 2,14 m zwei genietete dreieckige 5 m weit ausladende Träger (a-b, Fig. 3) angeordnet, deren Wurzel a mit einer Gußplatte und dem Pfeilermauerwerk verschraubt ist, während das vordere Ende b an einem nach dem oberen Teile des Pfeilers führenden und dort verankerten Zugbande hängt (Fig. 3). Die erhebliche Stärke des Pfeilers bietet völlige Sicherheit für Aufnahme des hierdurch entstehenden Moments. Der genietete Träger kann demnach lediglich als Träger auf zwei Endstützen mit gleichzeitiger achsialer Belastung angesehen werden und ist die dreieckige Form wohl nur aus ästhetischen Rücksichten gewählt worden.

Das vordere Ende der Dreieckstträger unterstützt einen aus ⊏-Eisen gebildeten Träger b-b, welcher vor dem Pfeiler in gerader Linie durchgeht, vor den Bögen aber der Form des Mauerwerks entsprechend gekrümmt ist (Fig. 1). Der Schub des Bogens wird durch eine Zugstange aufgenommen. Dieser ⊏-förmige Träger dient nun in den Bogenöffnungen je drei ⊏-förmigen Pfetten c-d als Auflager, welche mit dem anderen Ende im Mauerwerk des Bogens aufliegen (Fig. 2 und 3). Vor den Pfeilern bildet der Träger die Unterstützung für eine I-förmige Firstpfette des hier angeordneten Satteldaches (Fig. 2). Die Pfetten unterstützen ein auf Rinnensprossen gedecktes Glasdach, dessen Einzelheiten aus Taf. 49, Fig. 1 zu ersehen sind. Die Enden der Rinnensprossen sind unmittelbar auf den genieteten Hauptträgern mittels gebogener Winkeleisen befestigt, welche gleichzeitig die Rinne zwischen sich fassen. Letztere führt das Wasser den beiden am Pfeiler entlang laufenden Abfallrohren e zu.

Der Längenverband wird durch eine vor jedem Pfeiler zwischen zwei Hauptträgern angeordnete Kreuzverstrebung a-b gebildet (Fig. 4 und 2).

9) Taf. 61. Verschiedene Satteldächer.

Fig. 1. Wellblechdach mit einfachem Hängewerk.

Diese Konstruktion ist für Magazine, Gasanstalten, Kesselhäuser und andere nicht bewohnte Räume geeignet, bei welchen ein unverbrennliches Dach gewünscht wird. Die Spannweite bei Anordnung von nur einer Firstpfette kann je nach der Tragfähigkeit des gewählten Wellblechprofils bis zu 8 m betragen. Bei größeren Spannweiten wird die Anordnung einer Mittelpfette in Verbindung mit dem einfachen französischen Dachbinder billiger.

Ein Längenverband kann ganz fehlen, wenn das Dach nur kurz ist und die Giebelmauern genügende Standsicherheit besitzen. Andernfalls sind zwei benachbarte Binder mit Kreuzverband zu versehen. Der aus Flacheisen gebildete Untergurt läßt sich nur schwer zu gleichmäßiger Spannung bringen; Winkeleisen nach Fig. 2 oder Rundstangen mit Spannschloß würden daher zweckmäßiger sein. Soll das Dach eine Laterne zum Dunstabzug erhalten, so ist die Anordnung nach Taf. 56, Fig. 5 zu empfehlen. Statt der Mittelpfette, welche an der Stirnwand der Laterne endigt, werden hier zwei Seitenpfetten unter den senkrechten Wänden der Laterne angeordnet. Da hierdurch der Obergurt des Binders auf Biegung beansprucht wird, ist dieser dementsprechend zu verstärken.

Die Seitenwände der Laterne sind mit beweglichen Klappen aus Eisenblech, die Stirnwände mit Wellblech (nach Fig. 5b) geschlossen.

Gewicht eines Binders ohne Laterne = 190 kg.

Fig. 2. Doppelziegeldach mit einfachem französischem Dachstuhl.

Die Spannweite kann hier je nach der Sparrenstärke und dem Dachgewicht bis zu 15 m betragen. Zweckmäßig ist die Ausbildung des Binders, dessen sämtliche Stäbe aus nur zwei Sorten Winkeleisen bestehen. Dagegen erscheint die Lagerung der Pfetten aus den S. 222 angeführten Gründen ungenügend. Die Fußpfette wird allenfalls durch den Befestigungswinkel, die Firstpfette durch die Holzsparren in ihrer senkrechten Lage gehalten; die Mittelpfette muß dagegen jedenfalls durch eine besondere Anordnung (etwa durch die punktirt gezeichneten Winkeleisen) seitlich gehalten werden. Noch besser ist eine entsprechende Ausbildung des Knotenblechs nach Taf. 63, Fig. 3d. — Die Anordnung des Längenverbandes ist aus Fig. 2b, Taf. 61 zu ersehen.

Fig. 3. Pappdach mit Laterne und einfachem französischem Dachstuhl.

Der Binder ist in der Mitte entsprechend der Breite der Laterne, deren senkrechte Wände durch Pfetten unterstützt sind, abgeflacht. Die Pfetten konnten bei dem geringen Eigengewicht des Pappdachs in Holz hergestellt werden.

Auch hier würden sich für die gezogenen Binderstäbe statt der Flacheisen besser Winkeleisen eignen. Ein Längenverband ist bei der flachen Neigung und der durch die hölzerne gespundete Dachschalung bewirkten Versteifung zu entbehren (vgl. S. 230).

Bei sämtlichen Beispielen der Taf. 61 kann ohne weiteres auch eine Decke in den Knotenpunkten der Untergurte angehängt werden.

10) Taf. 62. Englisches Dach mit Laterne und hohem Seitenlicht.

Das Gebäude (Lokomotivschuppen) besteht aus einer Anzahl nebeneinander liegender Längsschiffe, welche durch Säulenreihen getrennt sind. Um den Innenraum genügend zu erleuchten, sind einige Dächer höher herausgehoben und die so entstehenden senkrechten Wände zur Anbringung von Fenstern benutzt worden. Die niedrig bleibenden Dächer erhalten dreieckige, die herausgehobenen sichelförmige Fachwerkbinder.

Der zwischen den hohen und tiefen Dächern entstehende Schneefang läßt sich vermeiden, wenn zwischen beiden Dächern ein Pultdach, welches von dem höheren Gebäudeteil nach dem niedrigeren abfällt, eingeschoben wird.

In dem gewählten Beispiel beträgt die Binderentfernung 4,51 m, die Spannweite 15,0 m, letztere kann jedoch bis zu 25 m betragen, ohne zu schwere Binderabmessungen zu erfordern.

Der Längenverband wird durch Ausbildung der senkrechten Wand des Sichelträgers zu einem Fachwerkträger mit gekreuzten Diagonalen (Fig. 4) gebildet. Mit Rücksicht darauf, daß weder die Säulen, noch bei der großen Zahl von nebeneinander liegenden Dächern die Umfassungsmauern den Windschub aufnehmen können, war die Anordnung eines Querverbandes (S. 231) notwendig, welcher durch einen durchgehenden Kreuzverband in sämtlichen Dachflächen (Fig. 2b und c) gebildet wird.

Gewicht eines dreieckigen Binders = 940 kg, eines sichelförmigen Binders = 990 kg.

11) Taf. 63. Verschiedene Satteldächer.

Fig. 1. Güterschuppen auf Bahnhof Magdeburg[1]) (Westseite).

An den dem vorigen Beispiel ähnlichen Satteldachbinder von 14 m Spannweite ist ein den Ladesteg auf 4,5 m Breite überdachendes freitragendes Pultdach angehängt. Es entsteht so ein Fachwerkträger mit überhängenden Enden. Die Dachdeckung des Pultdaches ist auf den Untergurt gelegt, so daß die zwischen Pult- und Satteldach liegende senkrechte Wand zur Anbringung von Fenstern benutzt werden konnte.

1) Mitgeteilt von L. Quassowski in Zeitschrift für Bauwesen 1871, S. 177.

Der Binderabstand beträgt 5,34 m. Die Pfetten des Hauptdaches bestehen aus ⌊-, diejenigen des Pultdaches aus I-Eisen. Erstere sind 72 mm hoch, während die Höhe mit Rücksicht auf Durchbiegung wenigstens $\frac{5340}{50} = 107$ mm betragen sollte. Die Eindeckung erfolgte mit verzinktem Eisenwellblech. Einige Schwierigkeiten dürfte die völlige Dichtung der das Wellblech des Pultdaches durchdringenden Binderteile verursachen. Dieser Nachteil kommt indes mit Rücksicht auf den untergeordneten Zweck des Daches weniger in betracht.

Gewicht des eisernen Dachstuhls = 25,6 kg für das qm Grundfläche.

Fig. 2. Dach über dem Retortenhaus der englischen Gasanstalt in Berlin.

Das überdachte Gebäude besitzt eine Länge von 21,02 m und eine Breite von 12,55 m. Örtlicher Verhältnisse halber mußte die Traufe an die Breitseite gelegt werden. Bei der geringen Tiefe des Gebäudes konnte der Raum durch zwei Hauptträger (a-b Fig. 2a) in drei Teile zerlegt werden, von welchen der mittlere 14 m weite durch ein Satteldach, die seitlichen 5,33 m weiten Teile durch Pultdächer überdacht wurden.

Die Binder der Pultdächer bestehen aus Fachwerkträgern mit parabolischem Untergurt, welche Anordnung mit Rücksicht auf die durch die Eindeckung mit Zinkwellblech gebotene enge Pfettenteilung am zweckmäßigsten erschien. Dieselben Träger sind auch als Streben des einfachen Hängewerks über dem Mittelschiff beibehalten worden.

Die Binderentfernung beträgt 2,82 m, mithin kleinste Pfettenhöhe mit Rücksicht auf Durchbiegung $= \frac{282}{50} =$ 5,6 cm. Vorhanden sind 5,2 cm. Ein Längenverband ist bei der geringen Dachtiefe und den massiven Giebelmauern entbehrlich.

Gewicht des eisernen Dachstuhls = 24,1 kg für das qm Grundfläche.

Fig. 3. Dach über dem Retortenhaus der Gasanstalt am Hellweg in Berlin.[1])

Das Dach ist mit Ziegeln (Kronendach) auf Latten gedeckt. Die Latten sind auf hölzerne Sparren genagelt. Letztere werden von eisernen I-förmigen Pfetten unterstützt, welche ihrerseits auf den in 3,89 m Abstand angeordneten Bindern ruhen. Die hölzernen Sparren sind an dem auf der mittleren Pfette befindlichen Stoß nicht stumpf gestoßen, sondern nebeneinander gelegt. Die Befestigung derselben auf den Pfetten mittels Hakennägeln zeigt Fig. 3d.

1) Mitgeteilt von J. W. Schwedler in Zeitschrift für Bauwesen 1869, S. 65.

Der Binder von 30,44 m Spannweite besitzt die zusammengesetzte französische Form mit fünf mittleren Knotenpunkten, auf welchen die Pfetten ruhen. Die im einzelnen aus Fig. 3d zu ersehende Auflagerung der Pfetten ist in sehr empfehlenswerter Weise durch entsprechende Ausbildung des Knotenbleches bewirkt worden.

Gewicht des Binders einschließlich der Pfetten = 5375 kg oder 44,2 kg für das qm Grundfläche.

12) Taf. 64 und 65. Dach der Marienkirche in Hannover.

Die Kirche ist 1888/89 erbaut und besitzt einen Turm, ein Langschiff, Querschiff, Chor und zwei Seitenchöre. Das Langschiff zerfällt in ein Mittelschiff und zwei Seitenschiffe, alle von gleicher Kämpferhöhe.

Die Gesamtanordnung geht aus Taf. 64 klar hervor. Im Grundriß (Fig. 1) sind die Binder mit Doppellinien, die Pfetten mit einfachen, die Windstreben mit schwächeren Linien ausgezogen. Über der Vierung (abcd im Grundriß) befindet sich ein pyramidenförmiger, im Grundriß mit Strich-Punkt bezeichneter Aufbau, welcher den sechsseitigen Dachreiter trägt und an welchen die Firstpfetten und Gratsparren anschließen. (Vgl. Kap. 13, § 5.)

Hauptsächlich bemerkenswert sind die Binder des Längsschiffs, welche Fig. 4, Taf. 64 in kleinem, Fig. 1, Taf. 65 in vergrößertem Maßstabe darstellt. Der Binder besteht aus drei Teilen: zwei dreieckigen Böcken, welche auf den Umfassungsmauern und den Pfeilern im Inneren ruhen, und einem Fachwerkträger, welcher mit den Böcken durch ein Gelenk (Taf. 65, Fig. 1c—d) verbunden ist. Diese Anordnung ermöglichte einen freien Mittelraum zur Aufnahme des Gewölbes. (Vgl. auch S. 228.) Der Fachwerkträger zeigt die zusammengesetzte französische Form mit drei mittleren Pfettenpunkten. Der eine Lagerbock hat feste Lager nach Fig. 1f, Taf. 65 erhalten, während der gegenüberliegende ein vereinigtes Kipp- und Rollenlager besitzt. (Fig. 1e, vgl. auch S. 122.)

Die Fußpfetten bestehen durchweg aus ⌐-, die Firstpfetten aus I-Eisen. Die Mittelpfetten von größerer Spannweite sind als Doppelpfetten mit parabolischem Untergurte nach Fig. 2, Taf. 65 ausgebildet, die übrigen Pfetten zeigen ┐_- und ⌐-förmigen Querschnitt.

Der Chorbinder (Taf. 64, Fig. 3) zeigt die zusammengesetzte französische Form mit ungerader Feldteilung. Die Gratbinder im Chorabschluß (Taf. 65, Fig. 3) sind halbe Chorbinder, welche am First und in halber Höhe mit dem letzten Chorbinder mittels wagerechter Knotenbleche verbunden sind. Die Einzelheiten dieser Verbindungen zeigen die Grundrißfiguren 3b und 3c auf Taf. 65.

Gewicht des Eisengerüstes.[1])

A. Schmiedeeisen.

Pfetten und Gratsparren	23 200 kg
4 Hauptbinder im Langschiff	12 000 „
Windstreben zwischen den Hauptbindern . .	1 800 „
2 Kreuzbinder	2 500 „
4 Querschiffbinder	6 500 „
2 Seitenchorbinder	2 220 „
2 Chorbinder	4 000 „
8 Chorabschlußbinder	5 020 „
Dachreiter mit Unterbau	3 500 „
Bolzen zur Befestigung der Sparren und Pfetten	260 „
Summe	61 000 kg

B. Gußeisen.

Zu den Auflagerplatten . . . . =	1 836 „

C. Gußstahl.

Zu den Rollen . . . . =	272 „
Gesamtgewicht	63 108 kg

1) Die Lieferung und Aufstellung des Eisenwerks wurde von L. Eilers, Hannover bewirkt.

Dreizehntes Kapitel.

Eiserne Dachstühle der Zelt- und Kuppeldächer.

§ 1.

Technische Entwickelung.

Die bezüglich der Verwendung des Eisens im § 1 des 12. Kapitels allgemein für Dachstühle gegebenen Gesichtspunkte gelten auch für die im vorliegenden Kapitel zu besprechenden Zelt- und Kuppeldächer. —

Die Verwendung von Stein zu derartigen Bauwerken bedingt ein um so massigeres Widerlager, je mehr die Höhe des Kämpfers sich über dem Fundament befindet. Man war daher bereits in früherer Zeit darauf angewiesen, das Eisen als Hilfsmaterial in Gestalt von Ringen zur Milderung der Schubspannungen mit heranzuziehen. So wurde die größte und höchste Steinkuppel, die der Peterskirche in Rom (Spannweite 40 m), bereits bei der Erbauung mit schmiedeeisernen Ringen versehen, welche später bei eintretenden Rissen vermehrt wurden. Die Ringe bestanden aus Schmiedeeisen und waren dem damaligen Stand der Darstellungstechnik entsprechend aus kurzen Stäben nach Art einer Kette zusammengesetzt.[1])

Mit größerer Sicherheit wie die Steinkuppeln lassen sich hölzerne Kuppeln standsicher herstellen, da hier das Eigengewicht geringer ist und die Zugfestigkeit des Holzes, welche dem Stein fehlt, vorteilhaft verwertet werden kann.

Indes die geringe Sicherheit des Holzes gegen Brände und die Schwierigkeit, die Innenansicht der Holzkuppel mit der massiven Steinarchitektur der Wände in Einklang zu bringen, beschränkte die Verwendung dieses Materials auf geringfügigere Bauten, oder auf Schutzkuppeln, welche eine innere massive Kuppel umgeben und von innen gar nicht, oder nur wenig sichtbar sind. — Die genannten Mängel der Stein- und Holzkuppeln mußten daher gerade bei den in Rede stehenden Bauwerken noch mehr wie bei anderen Dachkonstruktionen auf eine frühzeitige Verwendung des Eisens hindrängen.

Die erste eiserne Kuppel wurde im Jahre 1811 über der Kornhalle in Paris an Stelle einer durch Feuer zerstörten Holzkuppel nach dem Entwurf von Bellangé und Brunet[2]) ausgeführt. Dieses Bauwerk besitzt bereits die ansehnliche Spannweite von 38,86 m und ist aus gußeisernen Sparren und Ringen, deren Zwischenfelder mit Gitterwerk ausgefüllt wurden, zusammengesetzt.

Im Jahre 1827 erbaute Moller über dem Ostchor des Mainzer Doms die erste schmiedeeiserne Kuppel[1]), welche, obgleich von geringer Spannweite (14,7 m), insofern von Bedeutung war, als bei ihr im wesentlichen die bei derartigen Konstruktionen mit freiem Innenraum zu beachtenden statischen Gesichtspunkte zum erstenmal entwickelt und angewandt wurden. Die Kuppel ist bei dem inzwischen erfolgten Umbau des Doms wegen Baufälligkeit des tragenden Mauerwerks abgebrochen und durch ein Zeltdach ersetzt worden.

Nach den beiden angeführten Mustern sind dann noch mehrere Kuppelbauten, sämtliche jedoch von mäßigen Abmessungen, zur Ausführung gekommen. Wir nennen noch:

1839, schmiedeeiserne Doppelkuppel über dem Speisesaal des Schlosses zu Wiesbaden von 14,95 m Durchmesser[2]),

1840—1850, schmiedeeiserne Kuppeln der Sternwarten Athen und Berlin von 5 m Durchmesser[3]),

1850, gußeiserne Schutzkuppel der Nikolaikirche in Potsdam von 22,8 m Durchmesser.[4])

Alle diese Bauwerke wurden jedoch weniger nach statischen Berechnungen als nach dem aus der praktischen Erfahrung hervorgegangenen statischen Gefühl entworfen und ausgeführt. Es erforderte daher die Ausführung größerer derartiger Bauwerke ein gewisses Maß von Kühnheit, oder einen übermäßigen Materialaufwand.

Die erste praktisch verwendbare Theorie eiserner Kuppelbauten wurde von J. W. Schwedler anfangs der sechziger Jahre aus Anlaß einer nach diesen Grundsätzen ausgeführten Flachkuppel über einem Gasometer in Berlin veröffentlicht.[5]) Auf dieser Theorie fußen alle in neuerer Zeit ausgeführten eisernen Kuppelbauten und ist somit Schwedler als Begründer der auf rechnerischer Grundlage ausgeführten freitragenden Kuppelbauten in Eisenfachwerk anzusehen.

Die Schwedler'sche Theorie liefert jedoch nur für volle gleichmäßige, nicht aber für einseitige Belastung zutreffende Werte.[6])

Im nächsten Kapitel wird versucht werden, praktisch brauchbare Berechnungsmethoden auch für einseitige Belastung zu entwickeln.

---

1) Rondelet, l'art de bâtir. Buch 7, Abteilg. I und Gottgetreu, Lehrbuch der Hochbaukonstruktionen, III, S. 9.

2) Rondelet, l'art le bâtir. Buch 7, Abteilg. III.

1) Georg Moller, Beiträge zur Lehre von den Konstruktionen. Heft I, Bl. 2.

2) Allgemeine Bauzeitung, Wien 1845.

3) Allgemeine Bauzeitung, Wien 1846 und Bauausführungen des Preuß. Staates. Berlin 1842—1849.

4) Zeitschrift für Bauwesen 1852.

5) Zeitschrift für Bauwesen 1866.

6) Vgl. Hacker, Stat. Bestimmung des Fachwerks im Raum bei schiefer Belastung. Zeitschrift für Bauwesen 1888, S. 43.

Nachstehend geben wir eine Zusammenstellung der wichtigeren in neuerer Zeit ausgeführten Zelt- und Kuppeldächer:

Jahr der Erbauung	Bezeichnung	Konstruktionssystem	Durchmesser des einbeschriebenen Kreises m	Pfeilhöhe m	Gewicht f. d. qm Grundfläche kg	Bemerkungen
1863	Gasbehälter in der Holzmarktstraße zu Berlin, entworfen von J. W. Schwedler.	Schwedler'sche Flachkuppel. Pappdach.	30,9	3,9	28,5	Ztschr. f. Bauwesen 1866.
1863	Kuppel der neuen Synagoge, Berlin, von demselben.	Steile Zwiebelkuppel nach demselben System. Zinkdach auf Holzschalung.	13,18	10,0	19,5	Allgem. Bauzeitg. 1868 und 1869, S. 302.
1865	Gasbehälter am Hellweg in Berlin, von demselben.	Schwedler'sche Flachkuppel. Pappdach.	40,8	6,8	26,6	Ztschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver., Hannover 1870, S. 355.
1872—73	Lokomotivschuppen auf Bahnhof Magdeburg.	dgl.	55,01	14,5	—	Ztschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver., Hannover 1876, S. 533.
1860—70	Zirkus Otto in Berlin.	Flaches Zeltdach, Mantelkonstruktion.	37,33	—	—	Wiebes Skizzenbuch Hft. 18 und Brandt, Lehrbuch d. Eisenk. S. 536.
1873	Rotunde der Weltausstellung, Wien.	Flaches Zeltdach auf eisernen Pfeilern. Deckung mittels Eisenblech.	104,78	—	—	Ztschr. d. österr. Arch.- u. Ing.-Vereins 1873.
1874—75	Zirkus Fernando in Paris.	Flaches Zeltdach auf gußeisernen Säulen.	22,5	—	—	Oppermann, Nouvelles annales de la constr. Paris 1876. S. 137.
1871—73	Gasbehälter des Gaswerks Erdberg bei Wien.	Schwedler'sche Flachkuppel. Pappdach.	64,52	14,63	—	Wiebes Skizzenbuch. Heft 7.
1874—75	Gasbehälter in der Fichtestraße, Berlin.	dgl.	54,9	12,2	28,7	Ztschr. f. Bauwesen 1876.
1874	Kirche zu St. Blasien in Baden.	Halbkreiskuppel mit versteiften Sparren. Deckung mittels Kupfer auf Holzschalung.	35,0	17,5	115,5	Allgemeine Bauzeitung 1880, S. 45.
1878	Turmhelm der St. Petrikirche in Hamburg, entworfen von J. W. Schwedler.	Steiles Zeltdach mit versteiften Ringen. Deckung mit gewelltem Kupferblech.	12	70	—	Ztschr. f. Bauwesen 1883, S. 165 u. Taf. 37—39.
1882	Umbau der neuen Kirche in Berlin. Kuppeldach, entworfen von Ingenieur R. Cramer.	Schwedler'sche Flachkuppel, 20-Eck auf 5 eckigem Grundriß. Zinkdach auf Holzschalung.	20	4,5	—	Ztschr. f. Bauwesen 1883, S. 163, Taf. 33. Siehe auch weiter unt. § 6 u. Taf. 68.
1883	Hygieneausstellung, Berlin, entworfen von Dr. Pröll & Scharowsky.	Steile quadratische Kuppel mit versteiften Sparren. Glasdach.	18,50	9,2	—	Zentralbl. d. Bauverwalt. 1883, S. 57, 121 u. 347; siehe auch weiter unten § 7 u. Taf. 72.
1890	Vorhalle des Empfangsgebäudes auf Bahnhof Halle a. S., entworfen vom Verfasser.	Quadratische Mantelkuppel: Deckung mit verzinktem Eisenwellblech (doppelt) ohne Schalung.	34,2 (Diagonaldurchmesser = 48,4)	9,35	104	Noch nicht veröffentlicht.

§ 2.

Die verschiedenen Formen und Konstruktionssysteme.

Man bezeichnet die Zelt- und Kuppeldächer auch mit dem gemeinsamen Ausdruck „Zentraldächer", weil sie über zentralen, d. h. solchen Räumen errichtet werden, welche im Grundriß um einen gemeinsamen Mittelpunkt angeordnet sind. Besitzen diese Dächer gerade Meridiane (Leitlinien), so werden sie Zelt-, Pyramiden- und Kegeldächer, bei gekrümmten Meridianen Kuppeldächer genannt.

Im weitesten Sinne kann der zentrale Grundriß eine beliebige unregelmäßige Form besitzen; bei den Hochbauaus-

führungen kommen jedoch fast ausschließlich kreisförmige, oder der Kreisform um- und einbeschriebene Vielecke vor. Am häufigsten ist mit Rücksicht auf zweckmäßige Raumgestaltung und leichte Einschachtelung in die übrigen Teile eines Gebäudes der quadratische Grundriß; aber gerade bei dieser Grundrißform bietet die Dachkonstruktion, wenigstens wenn sie im Innern frei von Eisenwerk bleiben soll, die größten Schwierigkeiten.

In den meisten Fällen werden die Zentraldächer durch einen Auffatz (Laterne) gekrönt, welcher teils zur Lüftung, teils zur Beleuchtung, teils nur zur Ausschmückung der äußeren Form dient. Dieser Aufsatz hat gewöhnlich dieselbe Grundrißform wie das Hauptdach; dies ist jedoch durchaus nicht unbedingt nötig, wie Textfigur 360, S. 260 zeigt.

Es lassen sich nun zwei Hauptsysteme in der Konstruktion der Zentraldächer unterscheiden. Die eine Gruppe bilden alle diejenigen Anordnungen, bei welchen einzelne Konstruktionsteile den von dem Zentraldach umschlossenen Innenraum (Kern) durchdringen, bei der zweiten Gruppe liegen sämtliche tragenden Teile innerhalb des Dachmantels, so daß der Innenraum ganz frei bleibt. Die erste Gruppe lehnt sich an die Konstruktionssysteme der Sattel- und Tonnendächer an, indem gewöhnlich in den Meridianebenen des Zentraldachs den Innenraum durchdringende Fachwerk- oder Bogenbinder angeordnet werden, welche sich in der Achse des Dachs, oder auch in anderen Punkten des Innenraums schneiden. Man nennt deshalb derartige Anordnungen Binder- oder Kernkonstruktionen.

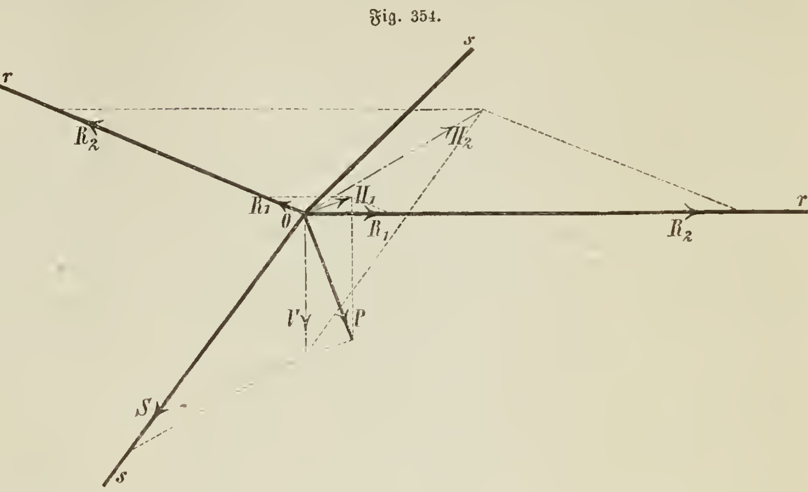
Bei der zweiten Gruppe werden in den Meridianen des Zentraldachs Gratsparren angeordnet, welche in angemessenen Abständen durch in der Horizontalebene liegende Ringe versteift werden. Zum Verständnis dieser Konstruktion diene folgendes:

Eine im Kreuzungspunkt o (Fig. 354) zwischen Sparren s und Ring r des Systems angreifende beliebig gerichtete Kraft P läßt sich in die lotrechte Seitenkraft V und in die Horizontalkraft H_1 zerlegen. Erstere befindet sich stets in der (Sparren-) Meridianebene und läßt sich entweder, wenn der Sparren in o einen Knick macht, nach den beiden Sparrenrichtungen s-s, oder auch nach der unteren Sparrenrichtung und der Horizontalebene in die Kräfte S und H_2 zerlegen.

Die Horizontalkräfte H_1 und H_2 lassen sich dann nach den Ringrichtungen r in die Kräfte R_1 R_2 zerlegen, vorausgesetzt, daß der Ring bei o einen Knick macht, was stets der Fall, wenn der Sparren gleichzeitig einen Grat bildet. Somit läßt sich also jede beliebig gerichtete Kraft P von den Sparren und Ringen im Punkt o aufnehmen, wenn nur überhaupt in diesem Punkt mindestens 3 Stäbe unter verschiedenen Richtungen zusammentreffen.

Es ist nun zunächst klar, daß die Beanspruchungen der Sparren um so geringer werden, je steiler der Sparren gerichtet ist und je mehr sich die im Punkt o wirkende Kraft der Horizontalen nähert, während umgekehrt die Ringspannung um so geringer wird, je kleiner der von beiden Ringstücken im Punkt o eingeschlossene Winkel ist und je mehr die Kraft P sich der Sparrenrichtung nähert.

Fig. 354.



Es ist ferner klar, daß, wenn die im Punkt o wirkende Kraft P mit der Meridianebene zusammenfällt und letztere wie bei allen regelmäßigen Vielecken den Winkel zwischen den Ringen halbirt, die Ringspannungen R_1 und R_2 gleich groß werden.

Wirkt demnach in jedem Punkt o eines Ringes mit regelmäßiger Grundfigur die gleiche in der Meridianebene befindliche Kraft P, so sind sämtliche Ringspannungen gleich, es heben sich alsdann sämtliche in den Ringen wirkenden Seitenkräfte auf. Die Sparrenkräfte summiren sich bis zum Auflager; die horizontalen Seitenkräfte sind hier wieder gleich und werden von dem untersten Ring aufgenommen, so daß die Widerlagsmauern nur senkrechte Drucke erleiden.

Alle lotrechten Belastungen bringen nun in den Knotenpunkten o lotrechte in der Meridianebene liegende Belastungen hervor; ist mithin Eigengewicht und Schneelast gleichmäßig verteilt, so ist das aus Sparren und Ringen ohne sonstige Konstruktionsteile bestehende System bei regelmäßiger Grundrißfigur standsicher. Letzteres ist jedoch nicht mehr der Fall, wenn der Schnee nicht gleichmäßig verteilt liegt und der stets einseitig wirkende Winddruck hinzukommt. In diesem Falle bleiben in den einzelnen Knotenpunkten Ringspannungen übrig, welche die von Sparren und Ringen umschlossenen Vierecke zu verschieben streben. Diese Verschiebung muß durch Versteifung der Vierecke verhindert werden. Am einfachsten erreicht man diesen Zweck durch Anordnung von Diagonalen, welche die Vierecke in Dreiecke zerlegen.

Weitere Anordnungen zur Herstellung des Gleichgewichts sind alsdann bei einem solchen Dach, welches nunmehr auch eine unregelmäßige Grundfigur haben kann, nicht erforderlich. Es wird jedoch im folgenden Kapitel gezeigt werden, daß unter Umständen die Spannungen in den Sparren und Diagonalen bei einseitiger Belastung außerordentlich hoch werden können und daß sich dieselben durch Versteifung der Ringe und Sparren in ganz erheblichem Maße vermindern lassen. Da die Natur dieses Gegenstandes einen breiteren Raum erfordert, so scheiden wir die Ermittelung der Spannungen im Raumfachwerk der Zentraldächer hier aus, um sie besonders im folgenden Kapitel zu behandeln. — Es sei nur noch angeführt, daß bei den Zeltdächern der Fußring bei gleichförmiger Belastung Zugspannung, alle übrigen Ringe Druckspannung erleiden; bei den Kuppeldächern wird der Fußring stets auf Zug, der Schlußring (falls vorhanden) auf Druck beansprucht, während die Beanspruchung der Zwischenringe von der Krümmung der Sparren abhängt. Bei schwächerer Krümmung herrscht die Neigung zu Druck-, bei stärkerer Krümmung zu Zugspannung vor. — Es gibt nun für jede Belastungsart eine bestimmte Sparrenform, bei welcher sämtliche Zwischenringe gar keine Spannung erhalten, und zwar ist dies dann der Fall, wenn der Sparren genau die Form des der Belastung entsprechenden Seilpolygons hat. Bei gleichförmiger Belastung ist diese Form eine kubische Parabel. Bei flachen Dächern, bei welchen die einseitige Belastung geringen Einfluß ausübt, hat man daher vielfach den Sparren die Form einer kubischen Parabel gegeben.

Ein allzu großer Wert ist jedoch hierauf nicht zu legen, eher kann es in manchen Fällen von Nutzen sein die Form so zu wählen, daß wenigstens die unteren (längeren) Zwischenringe ausschließlich Zugspannung erhalten, falls die Sicherung gegen Ausknicken bei Druckspannung hier Schwierigkeiten verursachen sollte.

* * *

Die Berechnung der oben als erste Gruppe genannten Bindersysteme unterscheidet sich grundsätzlich in nichts von der Berechnung der Satteldachbinder. Der einzige Unterschied ist, daß die Knotenlasten entsprechend den zwischen zwei kreuzenden Bindern liegenden Dachflächen vom Auflager nach der Mitte hin abnehmen.

Die Bindersysteme sind bei allen Gebäuden, bei welchen auf die innere Ansicht Wert gelegt wird, nur da empfehlenswert, wo die den Raum durchdringende Konstruktion durch eine unterhalb befindliche Decke dem Auge entzogen wird. Besitzt letztere ein Oberlicht, so kann man die Binder so anordnen, daß in der Mitte ein entsprechender Raum freibleibt.

Die Bindersysteme eignen sich ferner nur für Zentraldächer mit einem Grundriß von möglichst wenig Seiten, also am meisten für rechteckige beziehungsweise quadratische Grundrisse. Bei mehrseitigen Grundrissen mit einer entsprechenden Anzahl von Bindern wird eine zweckentsprechende Ausbildung der Kreuzungspunkte der verschiedenen Binder sehr schwierig, auch ergibt sich ein derart hohes Gewicht der Konstruktion, daß hier unter allen Umständen das Mantelsystem vorzuziehen ist. Umgekehrt bietet die Durchführung des Mantelsystems bei quadratischer Grundfläche, sobald die Seitenlänge des Quadrats etwa die Größe von 10 m überschreitet, Schwierigkeiten und viel Material erfordernde Zwischenkonstruktionen. Dessen Verwendung ist daher bei größeren quadratischen Zentraldächern nur dann zu rechtfertigen, wenn eine freie Innenansicht der Kuppel gefordert wird.

In den folgenden Paragraphen wird hierauf noch näher eingegangen werden.

* * *

Denkt man sich die Binder einer mehrseitigen Kuppel als Bogenträger, welche sich in der Achse der Kuppel schneiden, und ersetzt man die den Raum durchdringenden Zugstangen durch einen um die Bogenfüße gelegten Ring, so erhält man gleichfalls eine Mantelkuppel, welche sich vom Mantelfachwerk jedoch dadurch unterscheidet, daß die Zwischenringe und Diagonalen fehlen. Die Wirkung der letzteren wird hier durch den steifen Bogen ersetzt. Ein Ausknicken desselben in seitlicher Richtung muß durch einen Querverband verhindert werden, welcher am einfachsten durch Kuppelung je zweier benachbarter Binder mittels Diagonalen hergestellt wird, falls die Bindergurte nicht an sich kastenförmig ausgebildet sind, oder das Ausknicken bereits hinlänglich durch eine steife Dachschalung verhindert wird.

Bei einseitiger Belastung entstehen hierbei in dem Fußring wie bei dem Mantelfachwerk überzählige Kräfte, welche indes gewöhnlich vom Mauerwerk leicht aufgenommen werden können, da sie parallel zur Längsrichtung der Umfassungen wirken.

Eine derartige Mantelkonstruktion mit Bogensparren kann unter Umständen, namentlich dann, wenn bei mit Glas gedeckten Dachflächen die Diagonalen störend wirken würden, von Vorteil sein. Zur Vereinfachung des Kreuzungspunktes der Bögen kann auch im Kuppelscheitel ein Ring angeordnet werden, gegen welchen sich die Bögen stemmen und welcher so steif zu konstruiren ist, daß die bei einseitiger Lastwirkung entstehenden ungleichen Scheiteldrucke keine Verbiegungen hervorbringen können.

Zu dieser Klasse der Zentraldächer ist u. a. die über dem Haupteingang des Ausstellungsgebäudes am Lehrter Bahnhof in Berlin (vgl. § 9 und Taf. 72) errichtete quadratische Kuppel zu rechnen.

§ 3.

Eindeckung der Zentraldächer.

Die polygonalen **Zelt**dächer können mit jedem Material eingedeckt werden, welches für Satteldächer gleicher Neigung zulässig ist, auch können hierbei sowohl Sparren- als Pfettendächer zur Anwendung kommen. Man wird jedoch mit Rücksicht auf die zahlreichen Grate denjenigen Deckungsarten den Vorzug geben, welche eine leichte und sichere Eindeckung dieser Dachteile ermöglichen. Bei den Kegel- und den Kuppeldächern mit **kreisförmigem** Grundriß sind außerdem die Deckungsarten auf Latten auszuschließen, da die horizontale Verlegung der letzteren erhebliche Schwierigkeiten verursachen würde; ebenso ist eine Deckung mit Wellblech bei solchen Dächern mit Rücksicht auf die doppelte Krümmung nicht ausführbar. Aber auch bei Dächern mit eckigen Grundrissen wird sich die Wellblechdeckung mit Rücksicht auf die schwierige Eindeckung der Grate und den hierbei stattfindenden erheblichen Verschnitt auf solche mit möglichst wenig Seiten, also am besten auf Dächer mit quadratischer Grundfläche, zu beschränken haben. Dagegen ist Deckung auf Holzschalung bei allen Formen anwendbar. Als Deckmaterial können dann, je nach der Wichtigkeit des Bauwerks und der Dachneigung, Schiefer, Dachpappe, Metallschuppen, Zink-, Kupfer- und Bleiblech mit Falzen gewählt werden.

Die Schalung wird in der Regel auf hölzernen Pfetten von 0,7—1,0 m Abstand aufgenagelt. Die Bretter werden hierbei am besten mit der Längenausdehnung senkrecht zur Traufe gestellt, wobei es nur nötig wird, mit Rücksicht auf die Verkürzung der Dachfläche nach oben, einen Teil der Bretter stark trapezförmig zu gestalten. Die Oberfläche der Pfettenhölzer kann entweder gerade bleiben — in diesem Falle wird die äußere Dachform gleichfalls polygonal —, oder sie wird entsprechend der Ringfläche der Kuppel gekrümmt; alsdann fallen die Grate ganz fort. Im ersteren Falle wird die Eindeckung der Leistendächer zweckmäßig so bewirkt, daß Leisten auf den Graten angeordnet werden, gegen welche sich die übrigen in der Dachfläche liegenden und unter sich parallelen Leisten anschiften. Diese Anordnung ermöglicht die Eindeckung mit gleichbreiten Tafeln und schränkt den Materialverschnitt thunlichst ein. Bei der Schalung ohne Grate müssen sämtliche Leisten in der Meridianrichtung aufgenagelt werden, wodurch lauter ungleiche Tafelbreiten entstehen. An den Stellen, an welchen zwei benachbarte Leisten so nahe zusammenkommen, daß zwei Felder mit einer Tafelbreite überdeckt werden können, kann man jedesmal die mittlere Leiste endigen lassen.

Ist die Entfernung der eisernen Gratsparren nicht zu groß, so werden die hölzernen Pfetten unmittelbar auf diesen gelagert. Andernfalls sind zwischen den Gratsparren sogenannte Tragsparren anzuordnen, welche entweder auf den als Pfettenträger auszubildenden Ringen aufliegen, oder an die Gratsparren angeschiftet werden. —

Wird die Schalung nicht auf Pfetten, sondern auf Sparren befestigt, so werden letztere auf den als Pfetten auszubildenden Ringen gelagert, ebenso werden bei den Glas- und Wellblechdächern die eisernen Ringe der Mantelkonstruktionen unmittelbar als Auflager für die Sprosseneisen und das Wellblech benutzt. Die Ringe sind in diesem Falle ganz wie die Pfetten bei den Satteldächern zu berechnen, nur ist außerdem die aus dem Fachwerk herrührende Spannung zu berücksichtigen. — Die Glas- und Wellblechdecke wird am besten so auf den Ringen verlegt, daß die Gratsparren aus der Dachfläche vorstehen; alsdann erfolgt die Eindeckung der Grate in der in Kap. 10, § 5 u. Kap. 11, § 5 beschriebenen Weise. Wird noch eine zweite innere Wellblechdecke angeordnet, so sind die S. 210 (Textfig. 335) gegebenen Anweisungen zu benutzen.

Ist, wie bei Dächern über Rundgemälden, eine nur **teilweise** Eindeckung des Daches mit Glas erforderlich (Taf. 69), so sind bezüglich des Übergangs von einer zur andern Deckungsart die im Kap. 10, § 7 gegebenen Gesichtspunkte zu beachten.

Zu erwähnen sind noch die Eindeckungen mittels Platten aus Zink- und Kupferblech ohne Schalung, welche bei Turmhelmen mehrfach angewendet wurden. So ist der Turmhelm der Petrikirche in Berlin (1865) mit Platten von getriebenem Zinkblech, der Helm der Türme der Klosterkirche in Berlin (1844) mit gegossenen Zinkplatten, der Turmhelm der Pfarrkirche St. Jakob in Aachen mit Platten von Kupferblech ohne Holzschalung eingedeckt. Die nötige Unterstützung muß hier durch ein gitterartiges Netzwerk von Eisenstäben, welches auf den Ringen und Graten ruht, geschaffen werden. Die Befestigung der Bleche auf diesen Stäben erfolgt mittels Haften, während die Bleche unter sich in den Stößen mittels Falz verbunden werden. Neuerdings dürfte diesen Eindeckungsarten, welche eines ziemlichen Eisenwerks zur Unterstützung bedürfen, die Deckung mit Wellblech vorzuziehen sein. So ist der Helm der Petrikirche in Hamburg (1878) mit gewelltem Kupferblech von 0,9 mm Stärke eingedeckt worden.

§ 4.

Steile Turmdächer.

Die Turmhelme wurden früher ausschließlich in Stein und Holz hergestellt. Die Steinhelme werden namentlich bei großen Abmessungen sehr kostspielig, die hölzernen Dachstühle sind feuergefährlich und bedrohen bei einem Brande infolge ihrer Unzugänglichkeit für Löschversuche die Umgebung durch die Gefahr des Einsturzes. In neuerer Zeit werden daher fast alle derartigen Konstruktionen, sobald größere Abmessungen und wichtigere Bauwerke in Frage kommen,

mit einem schmiedeeisernen Dachgerüst versehen, dessen Kosten sich bei zweckentsprechender Anordnung kaum höher stellen als ein hölzerner Dachstuhl.

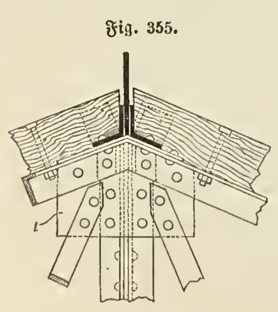
Bei den steilen Turmdächern kommen hierbei lediglich Mantelkonstruktionen in Frage; das Bindersystem, welches früher bei Holzbauten gebräuchlich war und unter der Bezeichnung Konstruktion mit Kaiserstil bekannt ist, kann wegen des großen Materialaufwandes und der schwierigen Ausbildung der Kreuzung der Binder nicht empfohlen werden.

In den Gratlinien des Daches werden bei dem erstgenannten System stets eiserne Gratsparren angeordnet, welche durch horizontale Ringe verbunden werden. Die Abstände der letzteren richten sich einerseits nach dem Widerstand der Gratsparren gegen Ausknicken, anderseits darnach, daß die Diagonalen in den von Sparren und Ringen gebildeten trapezförmigen Vierecken nicht zu steile Neigungen erhalten. Der letztere Umstand bedingt in der Regel eine Abnahme des Abstandes der Ringe nach der Spitze des Daches zu.

Das in dieser Weise gebildete mantelförmige Eisengerippe ist an und für sich vollständig standsicher, wie im folgenden Kapitel noch näher gezeigt werden wird. Bei größeren Turmdächern pflegt man jedoch außerdem die Ringe noch durch quer durch den Raum gehende Stäbe (siehe Taf. 66, Fig. 8) auszusteifen, da ein Freihalten des Innenraums bei derartigen Dächern nicht nur nicht erforderlich ist, sondern die Anordnung von Querkonstruktionen für den Einbau von Treppen und Zwischenböden vielmehr vorteilhaft sein kann. Die Festigkeit des Systems wird durch eine solche Aussteifung der Ringe insofern vermehrt, als sich eine gleichmäßigere Verteilung des einseitigen Winddrucks auf die Sparren und Diagonalen erzielen läßt. Bei der Berechnung würde aber die Berücksichtigung dieses Umstandes zu weit führen, zumal die Abmessungen der einzelnen Stäbe des Mantelfachwerks vielfach aus praktischen Gründen bereits stärker bemessen werden müssen, als es die mit ungünstigsten Annahmen durchgeführte Rechnung verlangt.

Die Gratsparren werden am zweckmäßigsten aus zwei Winkeleisen gebildet. Die verschieden starken Querschnitte in den einzelnen Stockwerken werden entweder durch Anwendung mehrerer Sorten von Winkeleisen, welche dann an den betreffenden Ringen gestoßen werden (Taf. 66, Fig. 5), erreicht, oder die Winkeleisen laufen in gleicher Stärke von unten bis oben durch und werden durch Zwischenbleche in der aus Fig. 355 ersichtlichen Weise nach Bedarf verstärkt.

Fig. 355.



Man kann die Winkeleisen wie bei Fig. 355 nach dem Polygonwinkel walzen lassen; die Knotenplatten zum Anschluß der Ringe und der Diagonalen können dann einfach an den in der Dachfläche liegenden Schenkeln der Winkeleisen befestigt werden. In der Regel wird jedoch die Zeit nicht zu Gebote stehen, welche zur Beschaffung derartig besonders auszuwalzender Profile erforderlich ist; in diesen Fällen sind rechtwinklige Profileisen vorzuziehen. Auch hier lassen sich die Verbindungen mit den Ringen und Diagonalen in vollständig zweckentsprechender Weise durch Knotenbleche erreichen, welche nach Taf. 66, Fig. 8 dem Polygonwinkel entsprechend gebogen und zwischen die radialen Schenkel der Sparreneisen genietet werden.

Auf die weitere Gestaltung des Sparren- und Ringquerschnitts ist die Art und Weise der Eindeckung von Einfluß, da hierdurch sowohl bei den Sparren, als bei den Ringen Beanspruchungen auf Biegung zwischen den Knotenpunkten entstehen können, welche bei der Querschnittsberechnung zu berücksichtigen sind.

Bei Dächern mit Holzschalung oder Lattung wird man meist hölzerne Sparren anordnen, welche auf den Ringen befestigt werden, während das Auflager der Schalung auf den Graten durch besondere auf diesen festgeschraubte Holzsparren, deren Oberflächen nach der Dachneigung geschnitten sind, gebildet wird (Taf. 66, Fig. 5). In diesem Falle werden die Ringe auf Biegung beansprucht, während die Gratsparren hiervon frei bleiben. Bei Glasdächern treten an Stelle der Holzsparren eiserne Sprossen. Bei den Eisenwellblechen werden gleichfalls nur die Ringe auf Biegung beansprucht, wenn wie gewöhnlich die Tragfähigkeit des Wellblechs für die Ringentfernung ausreicht. Dies trifft jedoch nicht zu bei gewelltem Zink- und Kupferblech. Hier werden in entsprechenden Abständen hölzerne oder eiserne Pfetten zwischen den Ringen notwendig, welche die Gratsparren auf Biegung in Anspruch nehmen.

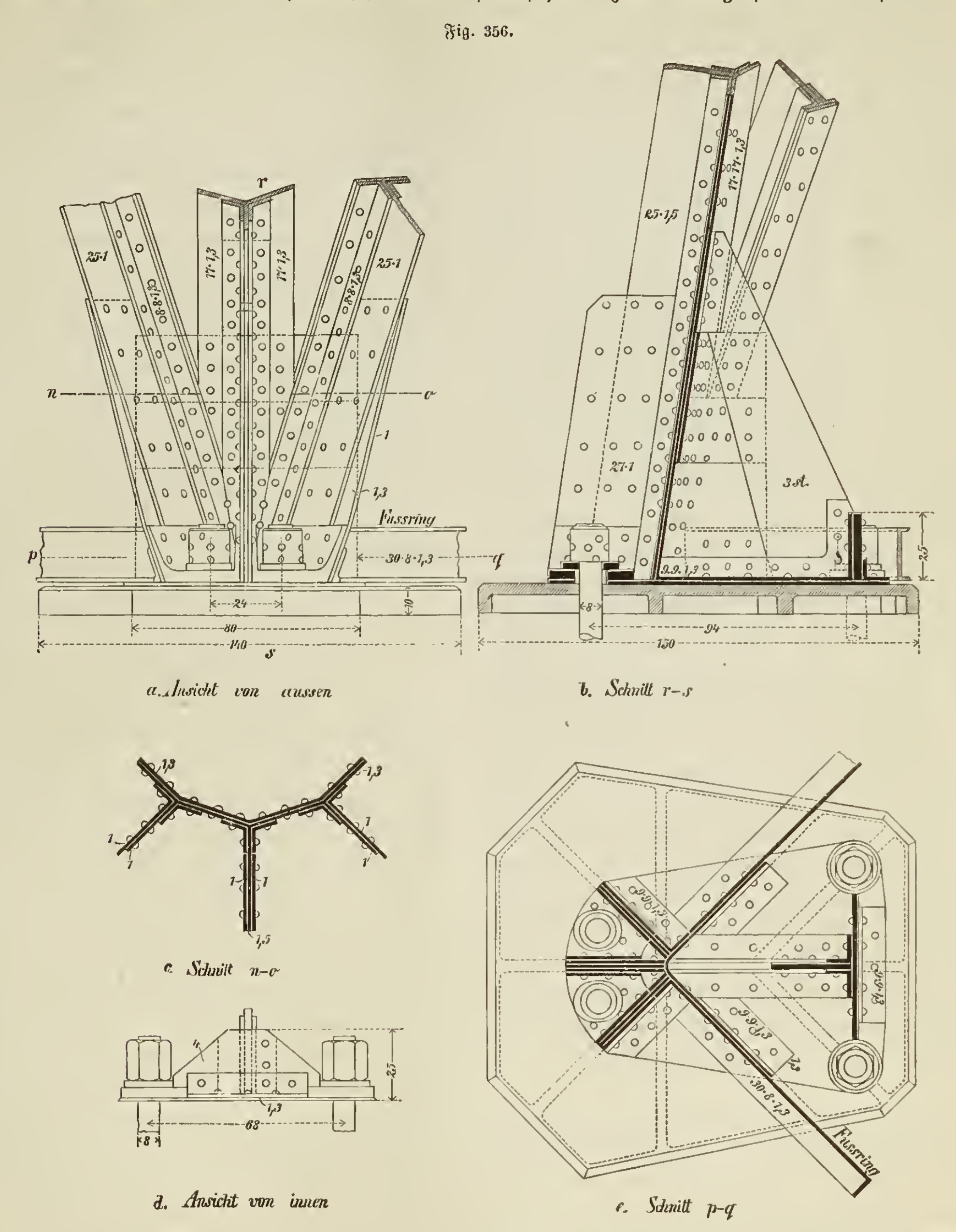
Ist letzteres der Fall, so empfiehlt sich eine Verstärkung des Sparrenquerschnitts durch Stehbleche nach Fig. 355; für die Ringe genügen im gleichen Falle bei den in Frage kommenden geringen Spannweiten ⊔-Eisen; ist keine Beanspruchung auf Biegung vorhanden, so reicht gewöhnlich ein einfaches Winkeleisen aus.

Zu den Diagonalen werden meist Flacheisen verwendet; bei größeren Längen sind jedoch Winkeleisen vorzuziehen, auch können bei ausnahmsweise großen Feldern Rundstangen mit Spannschlössern zweckmäßig sein. —

Bei den steilen Turmdächern ist das Moment des Winddrucks in der Regel so groß, daß es das entgegenwirkende Moment aus dem Eigengewicht übertrifft. In diesem Falle sind die Gratsparren mit dem Mauerwerk des Turms zu verankern, und zwar müssen die Anker so viel Mauerwerk fassen, als zur Herstellung des Gleichgewichts zuzüglich eines Sicherheitsüberschusses notwendig ist.

Die Fig. 356a—e stellen das verankerte Lager des Turmdaches der Petrikirche in Hamburg dar.[1]) Da das Achteck des Turmhelmes sich aus dem quadratischen Grundriß des Turmes entwickelt und das Achteck dem Quadrat umschrieben ist, so laufen, wie aus der schematischen Darstellung des unteren Teils des Helmes in Fig. 357 zu ersehen, in den vier Ecken des Turmes je drei Gratsparren zusammen. Die Gratsparren bestehen aus zwei Winkeln mit zwischengenietetem Stehblech (Fig. 355) und sind mittels horizontaler Winkeleisen, sowie besonders geschmiedeter Laschen auf einer horizontalen durch Vertikalbleche versteiften schmiedeeisernen Lagerplatte festgenietet. Letztere, an welcher außerdem der zur Aufhebung des Sparrenschubs dienende Fußring angreift, ruht auf einer gußeisernen, unten mit Rippen versehenen zweiten Lagerplatte und ist mit dieser und dem Mauerwerk des Turmes mit vier je 8 cm dicken Ankern verschraubt.

Fig. 356.



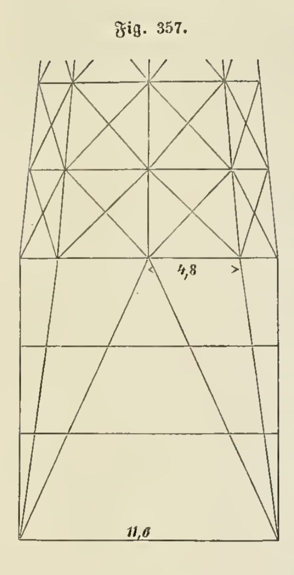
a. Ansicht von aussen — b. Schnitt r–s — c. Schnitt n–o — d. Ansicht von innen — e. Schnitt p–q

Die durch den Zusammenlauf der drei Gratsparren bedingte verwickelte Konstruktion ist bei dem auf Taf. 66 dargestellten Turmhelm der Marienkirche in Hannover unter annähernd gleichen geometrischen Verhältnissen durch eine andere Anordnung des unteren Dachteils vermieden worden.

1) Zeitschr. f. Bauwesen 1883, S. 166, Bl. 37—39.

Die auf die Giebel treffenden Gratsparren sind hier vom vierten Ring in Höhe der Giebelspitzen ab senkrecht heruntergeführt und die zwischen den Giebeln liegenden Gratsparren nur soweit aus der senkrechten Richtung nach außen verschoben, als erforderlich war, um denselben ein genügendes Auflager auf der pfeilerartig nach innen verstärkten Turmecke zu sichern. In dem Grundriß Taf. 66, Fig. 2 ist die Projektion des vierten achteckigen Ringes punktirt eingezeichnet und hieraus die Abweichung des Fußringes vom regelmäßigen Achteck deutlich zu ersehen. Der zwischen den Giebeln liegende Grat des Daches wird durch die Verlängerung des auf den Gratsparren angeordneten Holzsparrens gebildet (Fig. 5). Zur Auflagerung der Dachflächen auf den Giebelseiten dient ein hinter dem gemauerten Giebel befindliches, in Fig. 1 und 2 punktirt gezeichnetes Eisengerippe a-b-c. Die Giebelsparren erhalten am Fuß ein besonderes Auflager a und c auf dem Mauerwerk des Turmes, desgleichen die Zwischenstäbe d-e, g-h; die mittlere Vertikale f-b ist gleichzeitig Gratsparren des achteckigen Unterbaues und besitzt in Punkt f ein mit dem Mauerwerk des Turmes verankertes Auflager. Das Mauerwerk der Giebel ist stumpf vorgesetzt und nimmt an den Bewegungen des Eisens keinen Anteil. Mit Rücksicht auf die geringe Mauerstärke der Giebel wäre jedoch vielleicht die Ausbildung der Giebelwand als Eisenfachwand mit $^1/_2$ Stein starker Verblendung vorzuziehen gewesen. — Die eben erläuterte Art der Auflagerung eines achteckigen Turmhelmes auf quadratischer Grundfläche bewirkt eine gleichmäßigere Inanspruchnahme des Turmmauerwerks, als die oben beschriebene Anordnung bei dem Turm der Petrikirche in Hamburg.

Fig. 357.

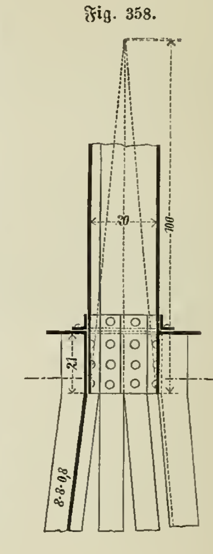


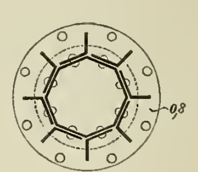
Zu erwähnen bleibt nun noch die Ausbildung der Helmspitzen.

Bei dem auf Taf. 66 dargestellten Beispiel setzt sich über den obersten Ring hinaus nur je ein Winkeleisen des Gratsparrens fort (Fig. 7). Sämtliche acht Winkeleisen endigen auf einer konischen Blechspitze (Fig. 4). Letztere umfaßt in ihrem oberen Ende die Helmstange, an welcher die Blechkapsel und der Hahn befestigt ist. Bei dem Turm der Petrikirche in Hamburg besteht die ganze Helmstange aus einem sich nach oben verjüngenden, aus mehreren Teilen zusammengesetzten Hohlzylinder, an dessen unterem achteckig gestalteten Ende die acht Winkeleisen der Gratsparren angenietet sind (Fig. 358). Dieser Anschlußpunkt ist außerdem durch einen Blechring mit Winkeleisenkranz seitlich versteift. In den Hohlraum der Helmstange ist der Blitzableiter eingelegt.

Die Aufstellung der eisernen Helmkonstruktionen erfolgt in der Weise, daß die Eisenteile von unten entweder im Innern des Turmes mittels Winde, oder außen mittels Krahn hochgezogen, provisorisch durch Holzstützen abgesteift und dann verschraubt werden. Hierbei dient stets der fertig gestellte untere Teil zur Aufnahme des Brettergerüstes und der Winde für die Aufstellung der oberen Teile. Gleichzeitig wird von den so gebildeten Stockwerksgerüsten die Vernietung bewirkt. Die Helmstange wird nach Fertigstellung des Eisengerüstes von innen hochgeschoben. Bei der Petrikirche in Hamburg wurde sogar der ganze obere fertig vernietete Teil des Helmes samt der Helmstange mittels Hebelwerk in dieser Weise von innen auf seinen Standort gehoben.

Fig. 358.





§ 5.

Dachreiter und Laternen.

Unter Dachreitern pflegt man turmartige, in der Regel nur aus künstlerischen Rücksichten ausgeführte Anlagen zu verstehen, welche nicht unmittelbar durch Mauerwerk unterstützt werden, sondern aus der Dachfläche heraustreten und auf dem Dachgerüst oder einem besonderen Unterbau ruhen. Der Dachreiter besteht somit in der Regel aus drei Teilen, dem Unterbau, dem über das Hauptdach heraustretenden Stockwerk und dem Dach. Der Natur der Sache nach werden sämtliche drei Teile zweckmäßig in Fachwerk konstruirt, wobei das Eisenfachwerk vor dem Holzfachwerk den Vorzug einfacherer Konstruktion, größerer Tragfähigkeit und Feuersicherheit voraus hat. Der Unterbau kann nun entweder unmittelbar durch den Dachstuhl gebildet werden — in diesem Falle ist die Bezeichnung „Laterne“ gebräuchlicher — oder es wird eine besondere im Innern des Daches liegende Konstruktion angeordnet, welche gewöhnlich gleichzeitig als Auflager für die in diesen Punkt treffenden Pfetten und Gratsparren des Hauptdaches dient. Der Unterbau besteht in letzterem Falle aus einer Anzahl Streben, welche die Ecken der Grundfläche des Dachreiters mit den auf den Umfassungsmauern gebotenen Unterstützungspunkten verbinden und deren Fuß von einem den Schub aufnehmenden Zugring umspannt wird, während zum Schutz gegen Ausknicken je nach Bedarf

eine entsprechende Anzahl Zwischenringe anzuordnen ist. Zur Aufnahme überzähliger Ringspannungen bei einseitiger Belastung sind die zwischen Ringen und Streben sich bildenden Vierecke durch Diagonalen auszusteifen. — Der Unterbau ist hiernach ganz nach gleichen Grundsätzen, wie die Mantelkonstruktionen der Zeltdächer anzuordnen und dementsprechend ebenso zu berechnen. Die Belastung ist nur insofern verschieden, als die Zeltdächer in der Regel in sämtlichen Knotenpunkten durch die Dachfläche belastet werden, während die Knoten des Unterbaues der Dachreiter nur gelegentlich den Druck der etwa aufliegenden Gratsparren und Pfetten des Hauptdaches aufzunehmen haben, im übrigen aber nur durch Eigengewicht belastet sind.

In dem Grundriß der Marienkirche zu Hannover Fig. 1, Taf. 64 ist der über der Vierung befindliche Unterbau des Dachreiters mit Strichpunkt-Linien eingezeichnet. Der Grundriß des Dachreiters stellt ein regelmäßiges Sechseck o-o dar. Von den Ecken desselben laufen im ganzen acht, je aus zwei ⌊-Eisen gebildete Streben nach den auf den vier Vierungspfeilern a b c d befindlichen Stützpunkten.

Mit Rücksicht auf das in den Dachraum hineinragende Gewölbe (Fig. 4) konnte zur Aufnahme des Strebenschubs ein den Fuß der Streben verbindender Zugring nicht angebracht werden. Der Schub wird daher von einem in entsprechender Höhe befindlichen Mittelring n-n im Verein mit Diagonalen, welche von den Eckpunkten n nach den Auflagern gezogen sind, aufgenommen. Die zwischen dem Mittelring und dem Dachreiter befindlichen Vierecke sind sämtlich durch Gegendiagonalen n-o ausgesteift. — Auf dem Unterbau des Dachreiters ruhen die Firstpfetten des Lang- und Querhauses, sowie die Gratsparren für die Abwalmung zwischen Chor und Querschiff.

Bei dem auf Taf. 67 dargestellten Dachreiter wird der Unterbau von einer abgestumpften vierseitigen Pyramide gebildet. Der oben quadratische Rahmen ist aus vier ⌈-Eisen zusammengesetzt, welche stark genug sind, um die durch die Auflagerung der acht Ecksäulen des Dachreiters entstehende Biegung aufzunehmen (Fig. 5).

Von den vier Ecken des oberen Rahmens führen vier geneigte, aus je zwei ⌈-Eisen gebildete Streben nach den auf eisernen Unterzügen liegenden unteren Stützpunkten (Fig. 1). Der Fußring wird in der einen Richtung durch diese Träger gebildet, während in der dazu senkrechten Richtung ein aufrechtstehendes Flacheisen als Zugband angeordnet ist. Die anderen Streben liegen in der Dachfläche und haben den Druck einer Mittelpfette aufzunehmen. Letzteres wird durch Anordnung eines einfachen Hängewerkes in Verbindung mit dem Diagonalverband der von den Streben eingeschlossenen Vierecke ermöglicht.

Im Grundriß (Fig. 2) sind die gezogenen Stäbe in den Vorderflächen als Zugstangen mit Spannschloß, in den Seitenflächen als Winkeleisen gezeichnet. Letztere Konstruktion ist als die billigere vorzuziehen. Auf den oberen quadratischen Rahmen des Unterbaues setzen sich die vier aus je einem ⌊⌋-Eisen bestehenden acht Stützen des eigentlichen Dachreiters auf, welche bis zum untersten Ring der Dachhaube reichen (Fig. 1 und 3). Von hier ab treten an deren Stelle in den acht Dachgraten einfache Winkeleisen, welche bei A (Fig. 3 und 8) in einem achteckigen Ring endigen. Letzterer unterstützt die vier Gratwinkeleisen der vierseitigen Spitze. Die Befestigung der Helmstange ist aus Fig. 9 zu ersehen.

Gewöhnlich besitzt, wie auch bei vorstehendem Beispiel, der Mittelbau der Dachreiter und Laternen eine Reihe von Fensteröffnungen, welche nicht von Diagonalen durchkreuzt werden dürfen. In diesem Falle werden die Ecksäulen durch den Winddruck auf Biegung in Anspruch genommen und sind daher erheblich stärker zu konstruiren, als dies bei Anwendung von Diagonalen nötig wäre. Wegen der Berechnung derartiger Fälle verweisen wir auf die in § 9, Kap. 14 vorgeführte statische Berechnung des auf Taf. 67 dargestellten Dachreiters.

Gewöhnlich erhalten die eigentlichen Dachreiter als oberen Abschluß steile, vielfach kuppelförmige Turmdächer, für deren Konstruktion das im § 4 angeführte gleichfalls maßgebend ist. Die Laternen der Kuppel- und Zeltdächer werden gewöhnlich mit einer dem Hauptdach ähnlichen Bedachung versehen. Vielfach erhalten sowohl Wände, als Dächer der Dachreiter und Laternen aus künstlerischen Rücksichten eine profilirte Form, welcher die Eisenkonstruktion bei den meist obwaltenden beschränkten Maßverhältnissen nicht angepaßt werden kann. In diesen Fällen pflegt man, wie auf Taf. 67, die Eisenkonstruktion nur annähernd der äußeren Form gemäß zu gestalten und die äußeren Flächen durch Aufschrauben hölzerner, entsprechend ausgeschnittener Bohlen mit aufgenagelter Schalung zu bilden. Letztere wird dann gewöhnlich mit Zink- oder Kupferblech bekleidet. Man vermeide hierbei thunlichst die Bleche zu verlöten, sondern wende, soweit es die Form der Deckfläche irgend zuläßt, Falze an, welche mit Haften befestigt werden. (Vgl. Kap. 11, § 2.)

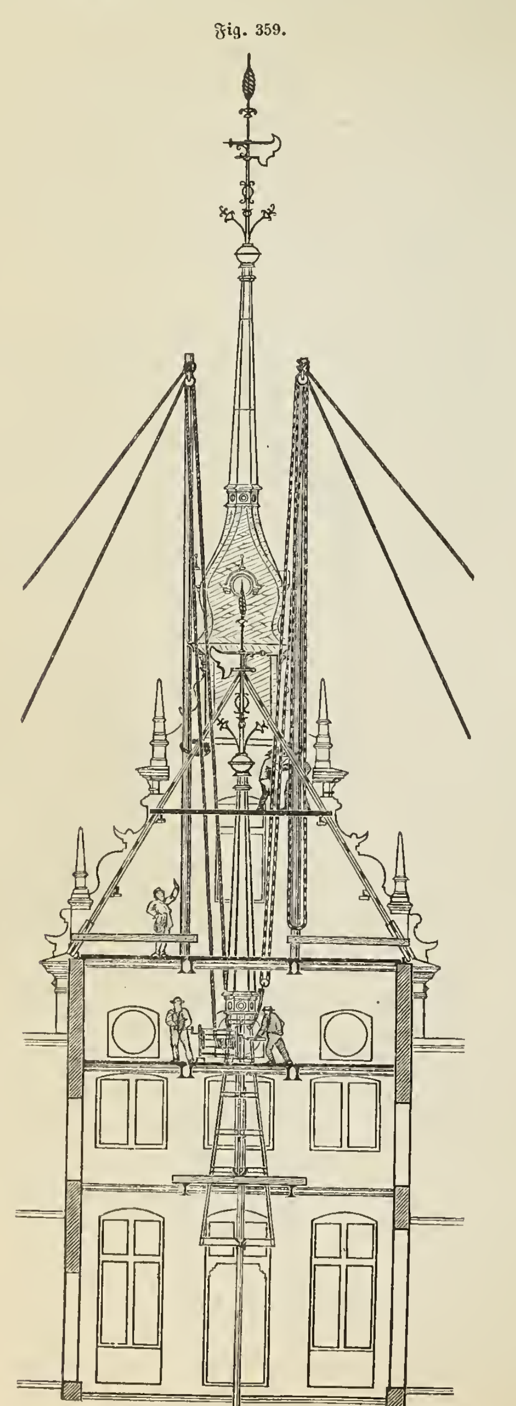
Weicht die äußere Form erheblich von der Form des Eisengerippes ab, so ist statt der aufgeschraubten Bohlen die Verwendung entsprechend gebogener Winkeleisen zu empfehlen.

Die Aufstellung der Dachreiter erfolgt in derselben Weise wie die der Turmhelme. Verschiedentlich hat man auch der Bequemlichkeit halber unten im Innern des Gebäudes zusammengenietete Konstruktionen im ganzen hoch-

gezogen. Ein Beispiel hiervon bietet die Aufstellung des Türmchens auf dem neuen Rathaus zu Hildesheim.[1])

Das 13 m hohe schmiedeeiserne Gerippe wurde hierbei im Innern des Gebäudes soweit gehoben, daß die Eindeckung

Fig. 359.



und das Aufsetzen der Helmspitze von den einzelnen Stockwerken aus in bequemer Weise bewirkt werden konnte. Darnach wurden zwei 15 m hohe Holzmaste in der aus Fig. 359 ersichtlichen Weise am Dachstuhl befestigt und seitlich mittels Tauen abgesteift. An jeder Mastspitze wurde der Kloben eines Flaschenzugs angehängt, welcher durch eine im obersten Stockwerk aufgestellte Winde bewegt werden konnte. Die Enden des Flaschenzugs wurden an dem mittleren Teil des 1500 kg schweren Turmhelms befestigt und letzterer innerhalb einer Stunde hochgezogen. Zur Steuerung des Helms während des Aufziehens diente eine in der Achse des Helms befestigte, nach unten etwa 12 m lange Rüststange.

1) Zentralblatt der Bauverwaltung 1889, S. 110.

§ 6.

Flache Zentraldächer über polygonalen Grundrissen.

Je mehr Seiten das Grundrißpolygon eines Zentraldaches besitzt, desto mehr empfiehlt sich die Anwendung einer Mantelkonstruktion an Stelle des Bindersystems. Letzteres pflegt mit Vorteil nur bei quadratischen Grundrissen angewendet zu werden und auch hier nur in den Fällen, in welchen die Innenfläche der Kuppel nicht sichtbar bleibt. Da die Zentraldächer mit quadratischen Grundrissen mit Rücksicht auf die großen Pfettenlängen besonderer Hilfskonstruktionen bedürfen, so werden wir diese besonders im § 8 besprechen. Wir beschäftigen uns daher hier nur mit Mantelkonstruktionen über mehr als vierseitigen Grundflächen.

Die freie Länge der Ringe, beziehungsweise Pfetten, wird man nicht gern größer als 10 m wählen, da andernfalls zu starke Querschnitte, oder Zwischenkonstruktionen erforderlich werden. Demnach ergibt sich der größte Durchmesser, welchen ein dem zentralen Grundrisse einbeschriebener Kreis bei Überdeckung mit einfacher Mantelkonstruktion und bei Verwendung eiserner Pfetten besitzen darf:

beim	regelmäßigen	5-Eck	zu	13,76	m
„	„	6 „	„	17,32	„
„	„	8 „	„	24,14	„
„	„	10 „	„	30,78	„
„	„	12 „	„	37,32	„
„	„	20 „	„	63,14	„
„	„	24 „	„	75,75	„
„	„	36 „	„	114,94	„

Bei Verwendung hölzerner Pfetten beträgt die größte freie Länge der letzteren etwa 4 m und demnach der größte Durchmesser für einfache Mantelkonstruktionen:

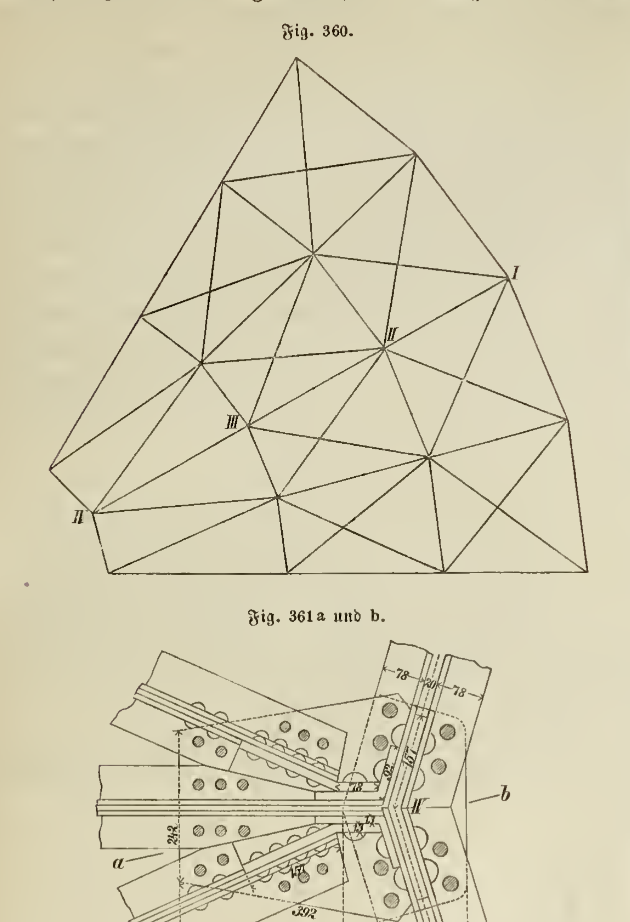
beim	regelmäßigen	5-Eck	5,50	m
„	„	6 „	6,93	„
„	„	8 „	9,66	„
„	„	10 „	12,31	„
„	„	12 „	14,93	„
„	„	20 „	25,26	„
„	„	24 „	30,38	„
„	„	36 „	45,72	„ u. s. f.

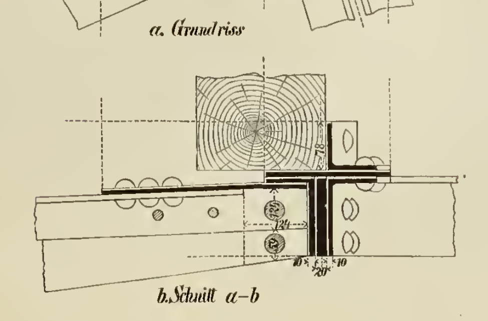
Man kann nun auch über einem Grundriß von geringer Seitenzahl und größeren als den oben angegebenen Durch-

messern ein Dach mit größerer Seitenzahl errichten, wenn man für die in diesem Falle nicht auf die Umfassungsmauern treffenden Sparren Stützpunkte durch Träger oder Gurtbogen schafft, vorausgesetzt, daß sich dies mit den künstlerischen Zwecken der Innenansicht vereinigen läßt. Ein

Fig. 360.

Fig. 361 a und b.





Beispiel dieser Art bildet die auf Taf. 68 dargestellte äußere Kuppel über der neuen Kirche in Berlin, welche im nächsten Paragraph ausführlicher erläutert werden wird. Ist eine derartige Mehrteilung des Daches bei Grundrissen mit geringer Seitenzahl und größerem Durchmesser als oben angegeben nicht zulässig, so erübrigt nur an die Gratsparren Schiftsparren zur Unterstützung der Pfetten anzufügen, welche dann als Träger auf zwei Endstützen zu behandeln sind und infolgedessen ziemlich erhebliche Querschnitte erhalten müssen. Ist es indessen bei derartigen Fällen nicht notwendig, den Innenraum frei zu halten, so kann man mit Vorteil auch eine aus Mantel- und Bindersystem gemischte Konstruktion wählen. Da diese Aufgaben genau wie die quadratischen Zentraldächer zu behandeln sind, so verweisen wir wegen des Näheren auf § 8.

In der Regel werden sämtliche Gratsparren bis zum Laternenring, oder, falls dieser nicht vorhanden, bis zur Spitze durchgeführt, woselbst sie an einer gemeinsamen Knotenplatte angreifen. Man kann jedoch auch die Sparrenzahl nach der Spitze hin verringern. In Fig. 360 (Gasbehälter in Berlin) ist dies in der Weise geschehen, daß jeder zweite Sparren am vorletzten Ring sich gabelt und jeder Zweig am Laternenring mit dem durchgehenden Sparren in einem Punkt IV zusammentrifft. Der Laternenring bildet demnach ein regelmäßiges Zwölfeck, während die übrigen Ringe 24 Seiten besitzen. Da auf diese Weise die oberste Kuppelzone in lauter Dreieckfelder zerlegt ist, so sind hier keine Diagonalen erforderlich. Fig. 361 zeigt die Einzelheiten der Ausbildung des Knotenpunktes IV.[1])

* * *

Bei allen Zentraldächern mit Laternenring ist der letztere in der Horizontalrichtung so steif zu konstruiren, daß er den aus der einseitigen Last entstehenden Biegungsspannungen zu widerstehen vermag. Zwar ist auch ein System mit gelenkartig konstruirtem Laternenring standsicher, in diesem Falle erhalten aber die Sparren und Diagonalen ganz erheblich größere Spannungen, als bei steifem Ring.

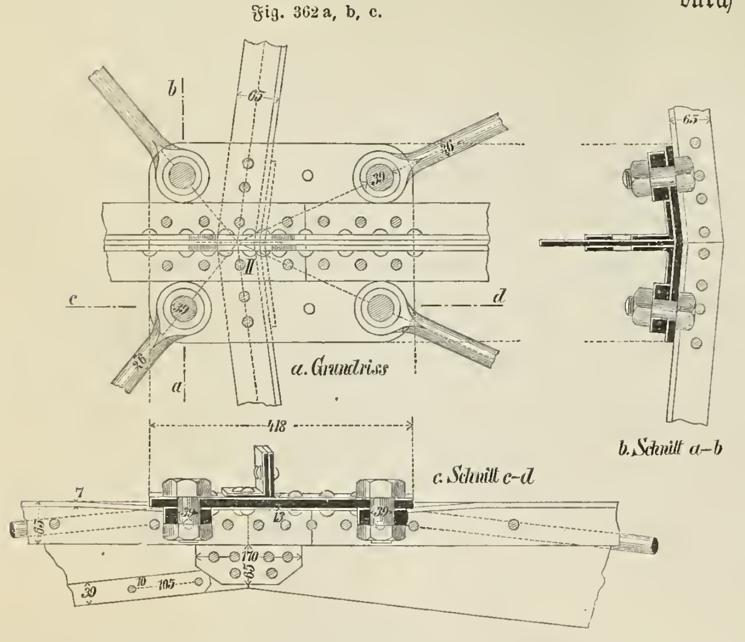
Auf diesen Umstand, welcher eingehender im nächsten Kapitel behandelt wird, ist bei den bisherigen Ausführungen keine Rücksicht genommen worden, es sind daher bei diesen Bauwerken erheblich größere Beanspruchungen als die berechneten zu befürchten, wennschon eine unmittelbare Gefahr durch die steife Dachschalung, die steife Vernietung in den Knotenpunkten, an Stelle der bei der Berechnung angenommenen Gelenke, ausgeschlossen sein dürfte. Außerdem besitzen die bisher ausgeführten bedeutenderen Zentraldächer fast durchweg flache Neigung, bei welcher der Einfluß der einseitigen Belastung weniger groß ist. Immerhin empfiehlt es sich bei Neuanlagen den Laternenring auch für einseitige Last zu berechnen und entsprechend auszusteifen.

Die Aussteifung erfolgt am wirksamsten mittels Stäben, welche quer durch den Innenraum hindurchgehen. Ist dies aus künstlerischen Gründen nicht zulässig, so ist ein zweiter

1) Die Fig. 360—363 stellen Einzelheiten eines von Schwedler entworfenen Gasometerdaches in Berlin dar. Vgl. Zeitschrift f. Bauwesen 1866.

innerer Ring in dem erforderlichen Abstand anzuordnen und mit dem ersteren durch horizontales Blech, oder Gitterwerk zu verbinden. Noch wirksamer ist ein Querschnitt nach Art der Fig. 371, S. 261. Der Druckring besteht hier aus zwei in horizontaler Richtung steifen Ringen, welche durch

Fig. 362 a, b, c.



einen senkrechten Steg verbunden sind. An letzteren schließen die Gratsparren mittels vertikaler Knotenbleche an. Für den Diagonalverband sind dann noch horizontale Knotenbleche anzuordnen, welche am einfachsten auf den Obergurt

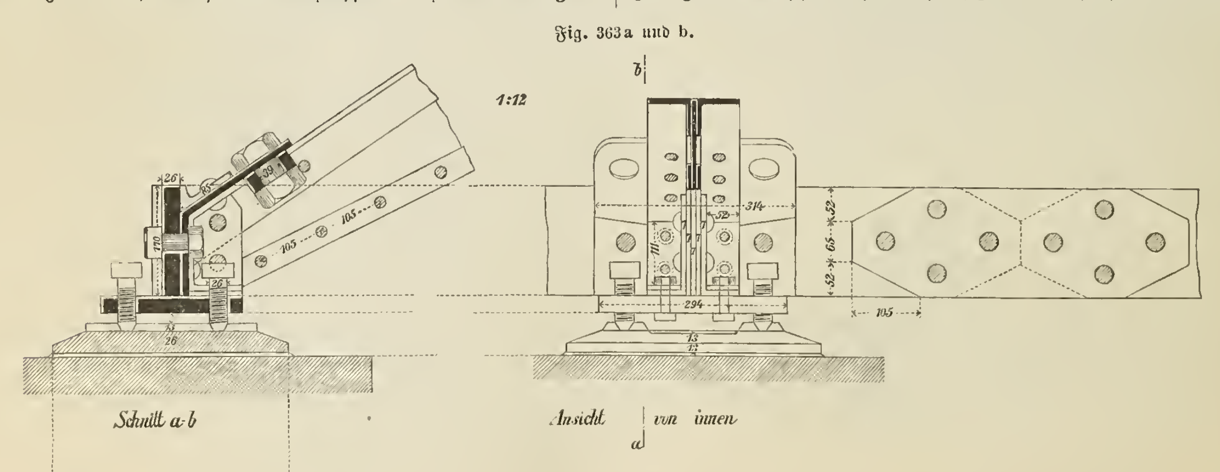
Gewöhnlich genügen, wenn die Gratsparren nicht auf Biegung beansprucht werden, die Ring- und Sparrenentfernungen außerdem nicht sehr groß sind, zwei Winkeleisen für den Sparrenquerschnitt. Bei Holzpfettendächern wird den außerdem auftretenden Biegungsspannungen des Sparrens durch Einschaltung eines Stehbleches nach Fig. 362 b u. c zwischen den Winkeleisen begegnet, welches nach Bedarf durch Saumeisen (Fig. 363) verstärkt werden kann. Das Stehblech wird am Auflager der Ringe gestoßen (Fig. 362 c). Bei stärkeren Beanspruchungen sind für die Gratsparren ähnliche Querschnitte zu wählen, wie sie für die gedrückten Gurte der Fachwerkträger im § 6 des 6. Kap. angegeben sind. —

Für den **Fußring** kann bei nicht zu großer Seitenlänge ein aufrechtstehendes Flacheisen verwendet werden, welches nach Fig. 363 a mit dem Auflager des Gratsparrens verbunden wird. Die erforderlichen Stöße werden hierbei am besten seitlich vom Lager angeordnet (Fig. 363 b).

Bei größerer Seitenlänge ist indes auch der Zugring zweckmäßig aus Winkel- und Flacheisen zusammenzusetzen und in vertikaler Richtung so steif zu gestalten, daß ein Durchbiegen infolge des Eigengewichts nicht eintreten kann. Derartige zusammengesetzte Querschnitte werden an horizontale, oder vertikale Knotenbleche, welche mit dem Sparrenlager vernietet sind, angeschlossen.

Für die nicht auf Biegung beanspruchten **Mittelringe** genügt bei Kuppeldächern häufig ein einfaches Winkeleisen,

Fig. 363 a und b.



der Gratsparren aufgelegt und mit dem Steg des Laternenringes durch Winkellaschen verbunden werden.

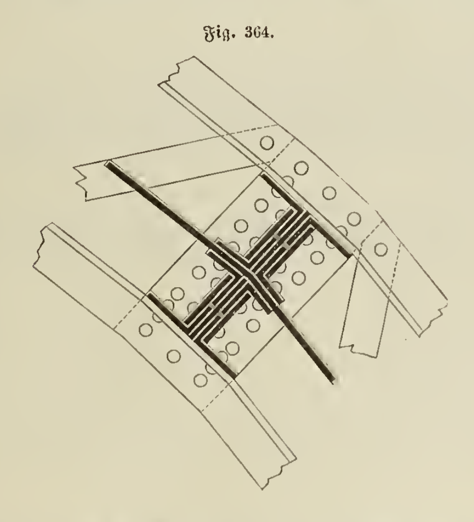
Für die **Gratsparren** der Kuppeldächer sind behufs Erleichterung der Biegung nach der Meridiankrümmung Querschnitte zweckmäßig, welche aus Winkeln und Blechen, oder Gitterwerk zusammengesetzt sind. Bei den Zeltdächern fällt diese Beschränkung weg.

sonst Winkeleisen mit aufgelegtem Flacheisen, welche an ein auf den Obergurt der Sparren aufgelegtes Knotenblech angeschlossen werden (Fig. 362). Hierbei ist darauf zu achten, daß die Schwerlinien der Pfetten und Sparren möglichst zusammentreffen, da andernfalls in den weiter von der Dachfläche entfernt liegenden Konstruktionsteilen nachteilige Biegungsspannungen entstehen. Sind daher die Ringe durch

die Dachfläche gleichzeitig auf Biegung beansprucht und besitzt infolgedessen der Querschnitt größere Ausdehnung in vertikaler Richtung, so ist ein Auflegen derselben auf den Obergurt der Gratsparren, wie dies bei dem auf Taf. 69, Fig. 2 dargestellten Beispiel geschehen, nicht zu empfehlen, sondern der Anschluß ist so zu bewirken, daß der Steg des Ringes mit Winkellaschen an den Sparrensteg angeschlossen wird (Fig. 364).

Im übrigen gelten für die gleichzeitig auf Biegung beanspruchten Pfetten die für Dachpfetten allgemein im § 4 des 12. Kap. gegebenen Regeln. Es bleibt noch zu erwähnen, daß eine thunlichst gleiche Querschnittsausdehnung der Sparren und Ringe in vertikaler Richtung anzustreben ist. Ist daher für die Ringe ein ausgedehnter Querschnitt erforderlich, für die Sparren nicht, oder umgekehrt, so wird man den schwächer beanspruchten Teil gleichwohl in den Höhenabmessungen ähnlich gestalten und den unnötigen Zwischenraum durch Gitterwerk füllen. Fig. 364 gibt auch hierfür

Fig. 364.



ein Beispiel. Hierbei steht sogar der Gratsparren unten und oben über die Pfette vor, obgleich ein Zusammenlegen der vier Winkel für die Haltbarkeit genügt hätte. Es geschah dies mit Rücksicht auf eine erleichterte Eindeckung des Grates bei der in Aussicht genommenen Deckung mit Wellblech. —

Die Gegendiagonalen werden gewöhnlich aus Flacheisen gebildet. Gehen indes die Längen derselben über 3—4 m hinaus, so sind Winkeleisen oder Rundstangen mit Spannschlössern vorzuziehen. Der Windverband muß möglichst in der durch die Schwerlinien der Sparren und Ringe gebildeten Fläche liegen. Bei dem in Fig. 362 dargestellten System wird der Windverband am besten an horizontale auf dem Obergurt des Gratsparrens liegende Knotenbleche angeschlossen, bei Fig. 364 dagegen ist entweder der Windverband in die Mitte zu legen, oder es ist ein doppelter Windverband oberhalb und unterhalb der Ringe anzuordnen. Im ersteren Falle empfiehlt es sich die horizontalen Knotenbleche durch den Pfettensteg durchzustecken, um Zugbeanspruchungen der Befestigungsniete in den Anschlußwinkeln der Knotenbleche an den Pfettensteg auszuschließen.

Für die Auflager der Gratsparren gelten die allgemein für die Auflagerung der Träger maßgebenden Gesichtspunkte. Gewöhnlich sind Gleitlager ausreichend. Dieselben müssen die durch die Temperaturdehnung des Zugringes gebotene Verschieblichkeit zulassen, sind aber im übrigen möglichst unverschieblich zu gestalten, da, wie im folgenden Kapitel gezeigt werden wird, bei einseitiger Belastung Kräfte entstehen, welche den Sparrenfuß in radialer Richtung zu verschieben streben. Dieser Forderung entspricht nicht das in Fig. 363 dargestellte Lager, welches eine unbegrenzte Verschieblichkeit in radialer Richtung gestattet. Dasselbe wird erst vollkommen, wenn die Beweglichkeit der Stellschrauben durch beiderseits aus der Lagerplatte vortretende Leisten begrenzt wird. Die in genannter Figur eingezeichneten, zur Einstellung der genauen Höhenlage dienenden Schrauben sind außerdem bei sorgfältiger Ausführung der Auflager zu entbehren.

Bei steilen Kuppeln kommen bei einseitiger Belastung nach oben gerichtete Auflagerdrucke vor, welche das Lager abzuheben streben. In diesen Fällen ist das Lager zu verankern, wobei auf die Verschieblichkeit des Lagers innerhalb der Temperaturgrenzen durch längliche Löcher, oder anderweite Maßnahmen Rücksicht zu nehmen ist.

* * *

Vielfach werden Rundbauten durch eine den Umfassungsmauern parallele Säulenstellung in zwei Teile zerlegt, von welchen der mittlere runde mit einem Zelt-, oder Kuppeldach, der äußere ringförmige mit einem Pultdach überdeckt wird. Der mittlere Teil des Daches wird gewöhnlich höher als der ringförmige angeordnet, um eine senkrechte Wand für hohes Seitenlicht zu gewinnen. Hierher gehören die auf Taf. 73 und in Fig. 365, S. 254 abgebildeten Beispiele, von welchen das letztere einen Lokomotivschuppen auf Bahnhof Hannover darstellt.[1])

Bei derartigen Dächern darf der Horizontalschub, welchen das mittlere Dach bei einseitiger Belastung in Richtung der Verbindungslinie zweier benachbarter Säulen ausübt, nicht unberücksichtigt bleiben. Demselben ist entweder dadurch zu begegnen, daß die Säulen zur Aufnahme dieser Kräfte durch entsprechenden Querschnitt und feste Verbindung mit dem Fundament (vgl. Kap. 5, § 8) befähigt werden, oder es ist das Pultdach in dieser Beziehung als Fortsetzung des Kuppeldaches anzusehen und mit einem entsprechend kräftigen Windverband auszurüsten, welcher die Schubkräfte auf die Umfassungsmauern zu übertragen vermag.

* * *

1) Zeitschrift des hannöv. Arch.- und Ing.-Vereins 1888.

Die Aufstellung der Eisenkonstruktion weitgespannter Runddächer erfolgt am besten in der Weise, daß in der Mitte des Raumes ein Holzgerüst von etwas größerem Umfang, als dem des Laternenringes, aufgeführt wird, auf welchem zunächst der Laternenring in richtiger Höhenlage verlegt und vernietet werden kann. Alsdann werden die in einem Stück zusammengenieteten Sparren mit je zwei Flaschenzügen, welche an zwei auf dem Mittelgerüst und an den Umfassungswänden stehenden Holzmasten angebracht sind, hochgezogen und an dem Laternenring vorläufig mit Schrauben befestigt, am Auflager lose aufgelegt. Hiernach werden die Ringe und Diagonalen einzeln hochgezogen und mittels Schrauben an den Sparren befestigt. Das Vernieten kann später von leichten Hängegerüsten erfolgen. — Für die weiteren Arbeiten der Eindeckung und inneren Ausstattung sind, wenn erforderlich, leichte fahrbare Stangengerüste am zweckmäßigsten. Man hat auch wohl die Runddächer mit Ausnahme der untersten Zone vollständig zu ebener Erde vernietet und dann die ganze Konstruktion mittels ringförmig an den Umfassungsmauern angebrachter Rüstungen und Flaschenzüge, oder Hebeladen hochgezogen, auf den Rüstungen gelagert und schließlich nach Einbringung der Sparrenfüße und des Zugringes ausgerüstet. Dieses Verfahren dürfte jedoch kostspieliger sein, als das vorbeschriebene, welches allerdings an die turnerische Gewandtheit der aufstellenden Arbeiter ziemliche Anforderungen stellt.

§ 7.

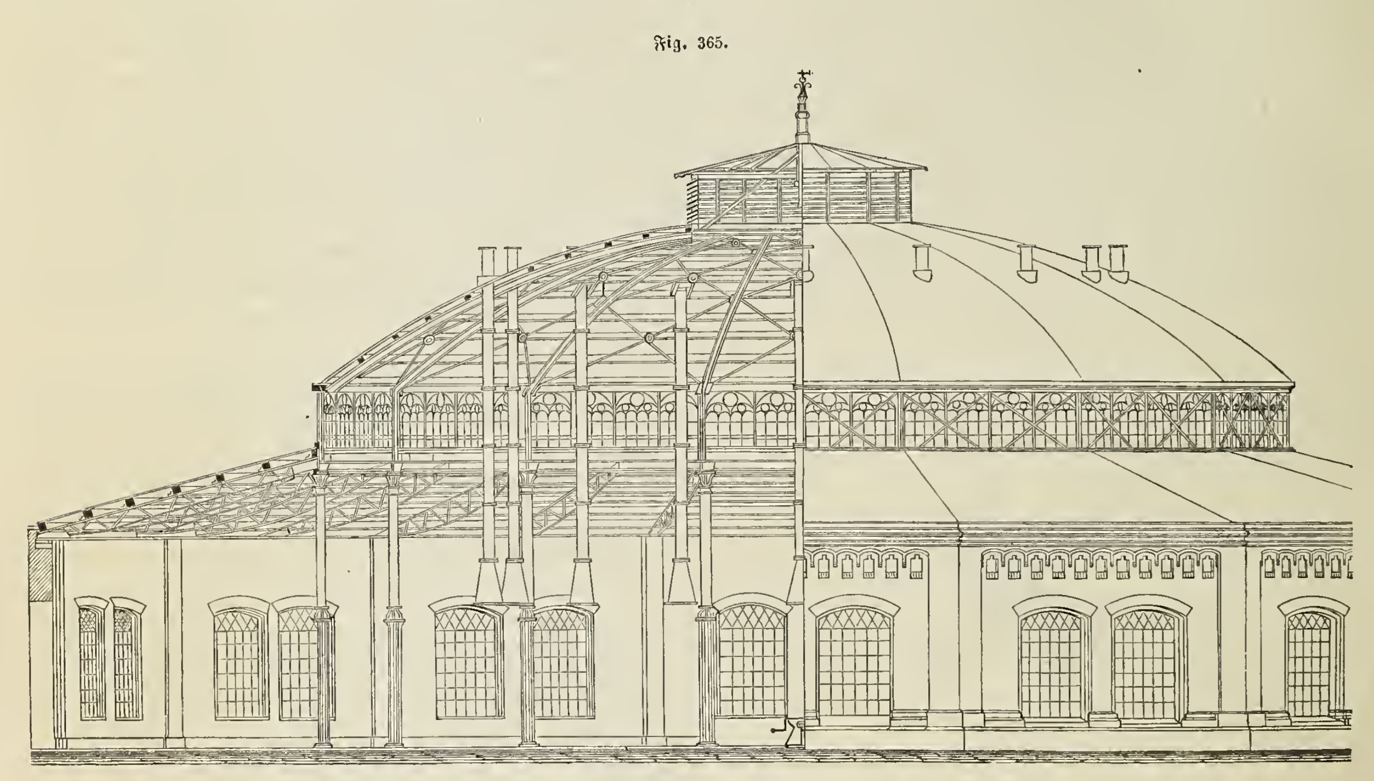
Erläuterung der auf den Tafeln dargestellten Beispiele polygonaler Zentraldächer.

1) Taf. 73. Zirkus Krembser in Berlin.[1])

Das Gebäude war bestimmt, einer wandernden Zirkustruppe als Schaubude zu dienen und mußte demnach leicht zerlegbar eingerichtet sein. Mit Rücksicht auf Feuersicherheit wurde ferner eine Konstruktion ganz in Eisenfachwerk mit Wellblechbekleidung gewählt. Für das Dach war gleichfalls ursprünglich Wellblech in Aussicht genommen; bei der Ausführung wurde jedoch hiervon abweichend (wahrscheinlich mit Rücksicht auf das bei Regen entstehende Geräusch) Pappe auf Holzschalung gewählt. Der Zirkus, welcher 4000 Personen faßt, besteht aus einem innern auf Säulen ruhenden und mit Zeltdach geschlossenen Zwölfeck von 21,8 m Durchmesser und einem daran anschließenden etwas niedrigeren ringförmigen Pultdach von 8,1 m Breite, so daß der Gesamtdurchmesser 38 m beträgt (Fig. 1 und 11).

Zur Lüftung dient eine auf der Spitze des Zeltdaches angebrachte Laterne, während die Beleuchtung durch 24 Fenster erfolgt, von welchen sich 12 in der 1,5 m hohen senkrechten Wand C-B zwischen Pult- und Zeltdach, die übrigen im oberen Teile der Außenwand F-D befinden. Das Zeltdach über dem Mittelraum besteht aus 12 gitter-

Fig. 365.



1) Deutsche Bauzeitung 1887, S. 193.

förmigen Gratsparren A B, dem Fußring B und dem Laternenring A; Zwischenringe fehlen. Ein Diagonalverband für einseitige Belastung wurde bei der Versteifung der Dachfläche durch die Holzschalung für entbehrlich erachtet.

Demgemäß erhalten die Gratsparren sowohl Biegungs- als Druckspannungen, außerdem werden dieselben ziemlich stark auf Ausknicken in Anspruch genommen. Mit Rücksicht hierauf mußte ein ziemlich hoher Querschnitt, bestehend aus je zwei ⌊-Eisen in den Gurten und zwischenliegendem Flacheisengitter (Winkeleisen wären besser gewesen), gewählt werden (Fig. 2). Gegen Ausknicken in seitlicher Richtung wurde die Dachschalung für genügend wirksam gehalten. Der Druckring A besteht aus einem Gitterträger von gleicher Höhe wie die Gratsparren, der Zugring B aus einem Flach- und Winkeleisen. Zur besseren Aussteifung wurden die Füße der Gratsparren mit den Säulen durch ein Kopfband (gebogenes Winkeleisen), auf welches indessen bei der Berechnung keine Rücksicht genommen ist, verbunden. Der aus Fig. 5 ersichtliche Querschnitt der Säule K - B wurde in seitlicher Richtung so schmal als möglich angenommen, um das Gesichtsfeld der Zuschauer thunlichst wenig zu beengen. Der Fuß (Fig. 4) ist mit einer breiten Platte versehen und ruht, dem zerlegbaren Charakter des Bauwerks entsprechend, ohne gemauertes Fundament unmittelbar auf dem Baugrund. — Die Säule wird infolge des aus einseitiger Schneebelastung und Winddruck in Punkt B entstehenden Schubes auf Biegung beansprucht. Dieselbe ist dementsprechend als Träger mit überhängendem Ende anzusehen, deren Stützpunkte sich in C und R befinden, während die äußere Kraft in B angreift. Es entstehen demnach zwei größte Momente, das eine in Punkt C, das zweite auf der Strecke R - C. (Vgl. Kap. 4, § 7.)

Das Pultdach wird durch I-förmige Sparren getragen, welche zum Teil an den Säulen K - C, zum Teil an einem zwischen diesen Säulen gespannten gitterförmigen Querträger C (Fig. 2a) angreifen. Am anderen Ende werden dieselben durch die I-förmigen Wandsäulen D - F unterstützt. Der in Punkt C bei einseitiger Belastung auftretende Schub wird durch die Bindersparren C - D auf Punkt D der äußeren Stütze D - F übertragen. Letztere wird in Punkt E von dem aus zwei ⊏-Eisen bestehenden und durch die Mittelsäulen G - H unterstützten Sitzreihenträger E - L (Fig. 1 und 2) gehalten und ist demnach als überhängender Träger mit den Stützpunkten E und F und dem Lastpunkt D anzusehen. Ist die Windrichtung (wie bei Fig. 11) entgegengesetzt, so wirkt der Sitzreihenträger E - L als Druckstrebe. — Um ein Ausweichen der Säulenfüße F und K, sowie des Trägerlagers L infolge der horizontalen Stützenkräfte wirksam zu verhindern, sind dieselben durch ein Zugband F - L untereinander verbunden (Fig. 11).

2) Taf. 68. Kuppel der neuen Kirche auf dem Gensdarmenmarkt zu Berlin.[1])

Der Grundriß des Gebäudes bildet ein regelmäßiges Fünfeck. An jede der fünf Seiten desselben schließt eine halbkreisförmige Nische an, welche mittels halbkugelförmiger Steinkuppel überwölbt ist. Das mittlere Fünfeck ist durch eine flache Steinkuppel überdeckt, deren Grundriß ein dem Fünfeck einbeschriebener Kreis ist. Diese Kuppel besitzt im Scheitel eine kreisrunde Öffnung, welche von einem aus ⊏-Eisen gebildeten Druckring besäumt wird. Der Horizontalschub am Fuß der Kuppel wird von einem umgelegten Flacheisenbande aufgenommen. Über dieser gemauerten Kuppel befindet sich das in Eisenfachwerk erbaute Kuppeldach. Der Grundriß des letzteren stellt ein regelmäßiges 20-Eck von 20,3 m Durchmesser dar, dessen Gratsparren die Seitenflächen des fünfseitigen Unterbaus in verschiedenen Höhen treffen müssen. Die Unterstützung dieser aus $12\frac{1}{2}$ cm hohen, gebogenen I-Eisen bestehenden Sparren wurde in folgender Weise ermöglicht: Zunächst sind über den fünf Gurtbögen der Seitenflächen des Innenraumes fünf eiserne Hängewerke (Fachwerkträger) A - B - C - B - A aufgestellt, deren obere Knotenpunkte B - C - B eine dem Fußpunkt der Sparren entsprechende, von einander verschiedene, Höhenlage erhalten haben. Zwischen den Punkten B zweier benachbarter Hängewerke ist dann ein zweiter Fachwerkträger B - E - B - E gespannt, welcher die auf die Ecken des Fünfeckes treffenden Gratsparren im Punkte E unterstützt. Je zwei benachbarte Hängewerke sind außerdem durch gekreuzte Diagonalen A - B verbunden, so daß man den ganzen Unterbau auch als eine Fortsetzung der Kuppelkonstruktion ansehen kann. —

Da die Fußpunkte B - E - B und B - C - B der Gratsparren im Grundriß je eine gerade Linie bilden, so ist der durch die Obergurte der Hängewerke und der Zwischenträger gebildete zehneckige Zugring nur im stande den Schub der Sparren B, nicht aber den der Sparren C und E aufzunehmen. Zu diesem Zweck mußte demnach ein zweiter zehneckiger Zugring angeordnet werden, welcher die Fußpunkte der Sparren C - E umspannt. Im übrigen weicht die Konstruktion nicht von den oben allgemein gegebenen Regeln ab. Auch hier ist ein in horizontaler Richtung versteifter Laternenring nicht vorhanden, welcher Fehler indes bei den nicht erheblichen Abmessungen, der geringen Höhe der Laternenwand, sowie mit Rücksicht auf die steife, aus zwei gekreuzten Brettlagen bestehende Dachschalung und auf die gegen Winddruck geschützte Lage der Kuppel von geringem Belang ist. — Die hölzernen Pfetten sind oben der Kuppelkrümmung entsprechend ausgeschnitten, so daß für das Dach eine gleichmäßig gekrümmte Fläche entsteht. Behufs Gliederung der äußeren Dachfläche wurden auf diese aus Holzkästen bestehende Meridianrippen

1) Zeitschrift für Bauwesen 1883, S. 163 und Bl. 33.

aufgebracht. Die Eindeckung des Daches erfolgte mittels ebenen Zinkblechs.

Die in Fig. 1 und 2 ersichtliche Verankerung F-G hat mit der Dachkonstruktion nichts zu thun, sondern soll lediglich eine gleichmäßigere Verteilung des Gewölbedruckes auf das Fundament erzielen.

3) Taf. 69 und 70. Alberthalle im Kristallpalast zu Leipzig.

Dieser 1886—87 errichtete Rundbau, bei welchem das Eisen als Konstruktionsmaterial in großer Ausdehnung verwendet wurde, besteht aus zwei Stockwerken, dem als Zirkus, sowie zu anderen Schaustellungen benutzten Erdgeschoß und dem darüber befindlichen Diorama. Zwischen beiden befindet sich eine als flaches Zeltdach in Eisen und Monierfüllung (vgl. S. 158) hergestellte Decke. Die Wände des Dioramas bestehen aus Eisenfachwerk, dessen Felder gleichfalls mit Monierplatten geschlossen sind, ebenso besteht das mit Zinkblech auf Schalung eingedeckte Kuppeldach aus Eisenfachwerk.

Der Zugang zum Diorama erfolgt von einem Anbau, aus welchem man auf die über dem Zirkus befindliche Decke und von hier mittels Treppe auf die in der Mitte angeordnete Plattform gelangt.

Die Eisenkonstruktion ist schematisch in Linien in Fig. 1, Taf. 69 dargestellt, die übrigen Zeichnungen behandeln die Einzelheiten in größerem Maßstabe. Die an der Übersichtsfigur und den Einzelabbildungen vermerkten Buchstaben erleichtern die Übersicht.[1])

a. Die Zirkusdecke.

Der Zirkus ist von einer massiven Umfassungswand, deren Grundriß ein regelmäßiges Zwölfeck von 41 m größtem, 39,5 m kleinstem Durchmesser bildet, umgeben. In einem Abstand von 1,75 m sind parallel zu derselben zwölf schmiedeeiserne Säulen angeordnet, welche die Gratsparren der aus einem flachen Zeltdach bestehenden Decke tragen. Der Durchmesser der Decke beträgt hiernach 37,5 bez. 36,0 m. Die 5,3 m langen Säulen ruhen auf einer massiven Mauer, von welcher aus nach der Mitte des Zirkus die Sitzreihen für die Zuschauer stufenförmig absteigen.

Das Eisengerüst der Decke besteht aus dem über den Säulen liegenden Zugring, dem in der Mitte angeordneten freitragenden Druckring von 8,0 m innerem Durchmesser, den radialen zwischen jeder Säule und dem Druckring gespannten Gratsparren und den zwischen den Gratsparren parallel zu den beiden äußeren Ringen gezogenen Zwischenringen. Die Füllung der Deckenfelder besteht aus einer unteren und oberen gebogenen Monierplatte mit dazwischen bleibendem Hohlraum. Sowohl Gratsparren als Ringe zeigen die Form eines einfachen Fachwerkträgers mit Gegendiagonalen (Taf. 70, Fig. 1, 4 und 5). Die Höhe der normal zum Gratsparren angeordneten Ringe und demgemäß auch die Höhe des Gratsparrens wächst entsprechend der Spannweite mit der Entfernung vom Mittelpunkt der Decke.

Bei den Ringen, deren untere Gurtung mit Rücksicht auf die Unteransicht der Decke kappenförmig gebogen ist (Taf. 70, Fig. 4), bestehen die Gurte aus je zwei ⌊-Eisen, an welche die gleichfalls aus ⌊-Eisen bestehenden Stäbe des Netzwerkes mittels Knotenplatten angeschlossen sind.

Bei den Gurtungen der Gratsparren erforderte die bedeutende Achsialspannung außer den Winkeleisen noch eine Blechrippe, welche gleichzeitig als Stehblech für den Anschluß der Netzstäbe dient. Der Druckring ist als voller Blechträger ausgebildet. Derselbe hat außer den Belastungen der Decke noch eine nachträglich angeordnete eiserne Wendeltreppe von 4 m Durchmesser zu tragen, welche in der Mittelachse des Gebäudes von der Decke des Zirkus nach der Laterne führt und in Fig. 1, Taf. 69 links eingezeichnet, auf der rechten Seite aber der Deutlichkeit halber weggelassen ist. Die Treppenwandung ruht auf Konsolen, welche in Verlängerung des Gratsparrens am Druckring angebracht sind. Die Treppe besteht aus einem innern Hohlzylinder von 1,9 m Durchmesser aus vollem Blech und einem äußeren aus Fachwerk zusammengesetzten Mantel von 4,2 m Durchmesser. Die aus zwei Winkeleisen bestehenden Vertikalstäbe des letzteren bilden in ihrer Verlängerung die Gratsäulen der Laterne. In dem ringförmigen Zwischenraum zwischen beiden Wandungen befinden sich die gleichfalls aus Blech gebildeten Stufen.

Der auf den Säulen lagernde Zugring der Decke, welcher außer der Deckenlast noch die Last der Eisenfachwand aufzunehmen hat, ist als Fachwerkträger mit parallelen aus ⊐⊏-Eisen bestehenden Gurten ausgebildet (Taf. 70, Fig. 1). Der Anschluß der Mittelringe an die Gratsparren wird mittels gebogener Stehbleche, derjenige der Gratsparren an die äußeren Ringe mittels normaler Winkel und untergelegter keilförmiger Platten (Taf. 70, Fig. 5), an Stelle der sonst üblichen gebogenen Winkellaschen bewirkt.

Die Decke entbehrt einer durchgehenden Diagonalversteifung für einseitige Belastung in der Annahme, daß eine genügende Versteifung in dieser Hinsicht durch die Monierplatten erzielt wird. Nachträglich wurden jedoch noch in jedem der zwischen dem zweiten und fünften Ring liegenden Deckenfelder zwei sich kreuzende Diagonalen angebracht. Besser ist es immerhin bei einer derartigen Decke, bei welcher erhebliche einseitige Belastungen nicht ausgeschlossen sind, stets einen durchgehenden Diagonalverband anzuordnen, selbst wenn eine versteifende Füllung vorhanden ist.

[1]) Wegen der allgemeinen Anordnung des Gebäudes vgl. Deutsche Bauzeitung 1888, S. 153.

Bei der statischen Berechnung wurde (wohl weil von Anfang an die Verwendung von Monierplatten noch nicht feststand) von der gewölbartigen Wirkung der Monierkappen abgesehen, diese wurden vielmehr lediglich als auf den Gurten der Ringe auflagernde Platten behandelt. Demgemäß haben zunächst die Ringe die Deckenlast aufzunehmen und erleiden hieraus Biegungsspannungen. Ferner wurden die Auflagerdrucke der Mittelringe im Anschlußpunkt an den Gratsparren nicht nach der Sparren- und Ringrichtung zerlegt, sondern es wurde auch der Gratsparren als auf Biegung durch die Auflagerdrucke der Ringe beansprucht behandelt. Somit erhalten außer den Biegungsspannungen nur die Gratsparren, sowie der unterste und oberste Ring Normalspannungen, während die Zwischenringe lediglich auf Biegung in Anspruch genommen werden. Man würde auch bei Hinzuziehung der Mittelringe zu dem Raumfachwerk kaum geringere Abmessungen erhalten haben, da die ohnedies erforderliche große Höhe der Gratsparren eine Beanspruchung derselben auf Biegung ohne nennenswerte Querschnittsvermehrung gestattete.

b. Das Kuppeldach.

Die Kuppel (Taf. 69, Fig. 1—9) ist eine Mantelkonstruktion nach Schwedler'schem System mit zwölfseitigem Grundriß von 37,5 bez. 36 m Durchmesser. Die Eindeckung erfolgte mittels Zinkblech auf einer von hölzernen Pfetten unterstützten Holzschalung. Da die Entfernung von Gratsparren zu Gratsparren für die Tragfähigkeit der Pfetten zu groß ist, so sind Zwischenstützpunkte in Gestalt von Holzsparren geschaffen, welche auf den Ringen aufliegen. Somit werden sowohl die Gratsparren, als auch die Ringe außer durch die Fachwerksspannungen noch auf Biegung beansprucht.

Die aus zwei Winkeleisen mit zwischenliegender Blechrippe gebildeten Gratsparren sind nach einer kubischen Parabel (vgl. S. 244) gekrümmt; die Pfetten haben einen aus Stehblech und Winkeleisen bestehenden, je nach der Spannweite mehr oder weniger starken Querschnitt erhalten und ruhen mit der Unterfläche auf dem Obergurt der Gratsparren. Eine derartige Lagerung kann indes bei der großen Höhe der Pfetten aus den weiter oben S. 253 erörterten Gründen nicht empfohlen werden. Eine Anordnung der Pfetten zwischen den Gratsparren mit seitlichem Anschluß, wie bei der Zirkusdecke, würde den Vorzug verdient haben.

Der unterste Kuppelring bildet gleichzeitig das Rähm der Fachwand. Das Eisengerippe der Laterne wird durch zwölf aus je zwei ∟-Eisen bestehende Sparren mit zwischenliegenden Rippen und Diagonalen aus Winkeleisen gebildet. Bei C (Fig. 1, Taf. 69) ist ein auf Konsolen gelagerter Umgang hergestellt, in dessen Höhe die bereits oben erwähnte Wendeltreppe ausmündet.

Bei der Berechnung wurde die Kuppel freitragend angenommen und auf die erst nachträglich angeordnete Verbindung der Laterne mit der Zirkusdecke durch die eiserne Wendeltreppe keine Rücksicht genommen. Die Treppe trägt indessen zur besseren Versteifung der Kuppel gegen einseitige Belastungen und zur Befestigung des ganzen Systems infolge der hierdurch ermöglichten gegenseitigen Unterstützung der Decke und des Daches wesentlich bei. Auch wird durch die Treppe eine vollständig ausreichende Versteifung des Kuppelringes bewirkt.

c. Fachwand und Säulen.

Die Fachwand besitzt zwölf rechteckige Felder, welche oben durch den Zugring der Kuppel, unten durch den Zugring der Zirkusdecke, seitlich durch Stützen begrenzt werden. Letztere wurden mit Rücksicht auf Aufnahme des Windschubs als vertikal stehende, unten verankerte Fachwerkträger ausgebildet. Jedes Feld ist durch horizontale und vertikale ⊥-Eisen in eine Anzahl kleinerer Felder zerlegt (Taf. 70, Fig. 1), welche an der äußeren Seite durch Monierplatten geschlossen sind.

Gegen Verschiebungen des Rechteckes infolge der im untersten Kuppelring bei einseitiger Belastung übrig bleibenden Schubkräfte (vgl. Kap. 14) sind in jedem Feld auf der Innenseite zwei sich kreuzende Diagonalen angeordnet.

Die Eckständer bestehen innerhalb der Wand aus einer schmiedeeisernen Stütze von kastenförmigem Querschnitt (Taf. 69, Fig. 3), welche die senkrechten Lasten aus Dach und Wand aufnimmt, und einer aus der Wandfläche nach außen vortretenden, mit der ersteren vernieteten Fachwerkstütze, welche lediglich für Aufnahme des Winddrucks bestimmt ist.[1])

Diese Fachwerkstütze ruht mit der inneren Gurtung auf den im Zirkus befindlichen schmiedeeisernen Säulen (Taf. 70, Fig. 3), mit der äußeren Gurtung auf der Umfassungsmauer des Zirkus, mit welcher sie behufs Aufnahme des Windmoments auf 7,5 m Tiefe verankert ist.

Der am Fuß der Fachwerkstütze wirkende horizontale Stützendruck zerlegt sich in Richtung der Umfassungsmauer und wird von dieser aufgenommen. Um diese Wirkung zu verstärken, würde eine zweite Verankerung des äußeren Stützenlagers (D Fig. 1, Taf. 69) schräg nach unten mit kräftiger Ankerplatte

1) Man hätte auch die Wandflächen selbst mit Fachwerk derart versteifen können, daß sie zur Aufnahme des in den Ecken wirkenden, nach der Richtung der Wandflächen zerlegten Winddrucks befähigt wurden; in diesem Falle konnten die Fachwerkstützen fehlen, auch würde die Belastung des Zugringes der Zirkusdecke durch die Fachwand in Wegfall gekommen sein. Eine derartige Behandlung hätte jedoch mit Rücksicht auf Ausknicken der in den Wänden liegenden gedrückten Stabteile ein ziemlich engmaschiges Netzwerk erfordert, wodurch die Materialersparnis sehr in Frage gestellt worden wäre. Außerdem gewährt die Fachwerkstütze bei bedeutend vereinfachter Berechnung ein größeres Maß von Standsicherheit.

und wenn möglich mit pfeilerartiger Verstärkung der Umfassungswand zweckmäßig gewesen sein, da auf eine Übertragung des Schubs durch die Zirkusdecke auf die übrigen Seitenmauern bei der unzureichenden Diagonalversteifung derselben kaum zu rechnen ist, auch die untere schmiedeeiserne Säule zur Aufnahme in radialer Richtung wirkender Biegungsbeanspruchungen wenig befähigt ist. — Dagegen ist letztere in der Richtung der Umfassungswand steif ausgebildet und mit dem Fundament derartig verankert, daß sie in dieser Richtung sehr wohl einen ziemlichen Schub, welcher bei einseitiger Belastung der Zirkusdecke entstehen kann, auf das Fundament zu übertragen im stande ist.[1])

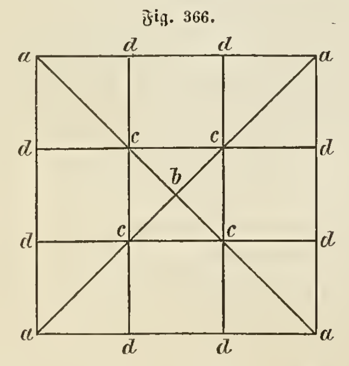
§ 8.

Zentraldächer über quadratischen Grundrissen.

In neuerer Zeit wird häufig aus künstlerischen Rücksichten die Forderung nach Überdeckung quadratischer oder rechteckiger Grundrisse mittels Zelt- oder Kuppeldächern gestellt. Hierbei bereiten die großen zwischen den vier Gratsparren entstehenden Ring- beziehungsweise Pfettenlängen bei Verwendung des Schwedler'schen freitragenden Systems einige Schwierigkeiten. Bis zu etwa 10 m Seitenlänge des Raumes läßt sich eine einfache Mantelkonstruktion, oder wenn die Diagonalen bei Glasbedachungen störend wirken sollten, eine Konstruktion mit auf Biegung beanspruchten Gratsparren (vgl. Kap. 10, § 8) anwenden. Bei größerer Seitenlänge sind jedoch außer den Gratsparren noch mittlere Unterstützungen für die Pfetten in Gestalt von Schiftsparren zu schaffen.

Diese Schiftsparren werden, da sie durch die geradlinig an ihnen vorbeiführenden Ringe nicht versteift werden, auf Biegung beansprucht und sind, wenn sie keinen Schub auf die Umfassungsmauer ausüben sollen, als Träger auf zwei Endstützen anzusehen. Um die freie Länge dieser Träger thunlichst zu beschränken, wird man stets zwei Schiftsparren (c - d Fig. 366) anwenden, welche die Fußpfette annähernd in drei Teile teilen. Damit im oberen Lagerpunkt c eine Beanspruchung des Gratsparrens a - b auf Biegung vermieden wird, müssen die Lagerpunkte c gleichzeitig durch einen Ring c - c verbunden werden.

Fig. 366.



Die Einteilung der übrigen Zwischenringe ist nach denselben Gesichtspunkten wie bei den Mantelkonstruktionen über vielseitigen Grundrissen vorzunehmen. Da die Schiftsparren im Fußpunkt d in der Regel keinen Schub auf das Mauerwerk ausüben dürfen, so muß bei Winddruck das Lager c als festes Lager angesehen und der dort entstehende schiefe Stützendruck von dem Raumfachwerk der Sparren und Ringe aufgenommen werden, während der Lagerdruck in d stets nur lotrecht gerichtet sein darf. Damit ein Schub auf das Lager d thatsächlich vermieden wird, empfiehlt es sich in diesen Punkten Rollenlager anzuordnen.

Mit Hilfe zweier Schiftsparren in jeder Dachfläche lassen sich nun quadratische Räume bis zu etwa 30 m Seitenlänge (bei 10 m größter Pfettenlänge) überdecken.

Bei Zeltdächern sind die Schiftsparren gerade, bei Kuppeldächern gekrümmt. Die Berechnung erfolgt in beiden Fällen in gleicher Weise, wie bei dem einfachen geraden Träger. Nur bei den verschieden schief gerichteten Windlasten der gekrümmten Kuppelsparren ist zur Ermittelung der Biegungsmomente das Seilpolygon zu Hilfe zu nehmen.

Es sei 0 - 6 in Fig. 367a ein derartiger Sparren, dessen Knickpunkte 0, 1, 2 . . . 6 durch die Windlasten w_0, w_1, w_2 . . . w_6 aus den Lagerdrucken der Pfetten beansprucht werden. Der Auflagerdruck A im unteren Lagerpunkt 0 muß nach obiger Bedingung lotrecht gerichtet sein; den Auflagerdruck B findet man demnach durch Zeichnen des Seilpolygons i mit Hilfe des Kräfteplans 367b (Pol o_1) in gleicher Weise wie bei Fig. 190, S. 110. Die Mittelkraft R, deren Richtung und Größe ohne weiteres aus dem Kräfteplan folgt, muß durch den Schnittpunkt x_1 der beiden äußeren Seiten $i_0' - x_1$ und $i_6 - x_1$ hindurchgehen. Da diese Mittelkraft die Lotrechte A im Punkte x_2 durchschneidet, so gibt die Linie $x_2 - 6$ die Richtung der oberen Auflagerkraft B an, deren Größe in bekannter Weise durch Zeichnen der Parallelen A, B im Kräfteplan folgt. Nehmen wir nun im Schnittpunkt o_2 zwischen A und B im Kräfteplan (Fig. 367b) einen neuen Pol an und zeichnen mit diesem ein neues Seilpolygon k, so muß dieses Polygon durch die Endpunkte 0 und 6 des Sparrens hindurchgehen, während die Richtungslinien der äußersten Seiten mit A und B zusammenfallen. Es ist dies also das einzige der zahlreichen zwischen den Kräften $w_0 - w_6$ möglichen Seilpolygone, welches unter den gegebenen Bedingungen (lotrechte Lage von A und Angriffspunkt von A und B in den Lagerpunkten 0 und 6) entspricht. Würde der Balken genau die Form dieses Polygons haben, so würden Biegungsmomente überhaupt nicht eintreten. Bei abweichender Form des Balkens, wie im vorliegenden Falle, ergeben sich

1) Das Gewicht der von der Königin Marienhütte in Cainsdorf i/S. entworfenen und ausgeführten Eisenkonstruktion beträgt 366 Tonnen.

jedoch ebenso wie bei dem Bogenträger (vgl. Kap. 7, § 3) die in den Punkten 0 bis 6 wirkenden Momente als Produkte der Ordinaten k_1-1, k_2-2 u. s. f. mit den senkrechten Abständen des Pols o_2 von den zugehörigen Kräften w_1-w_2 .. w_6 im Kräfteplan (Fig. 367b). Beispielsweise ist das Moment im Punkt 1:

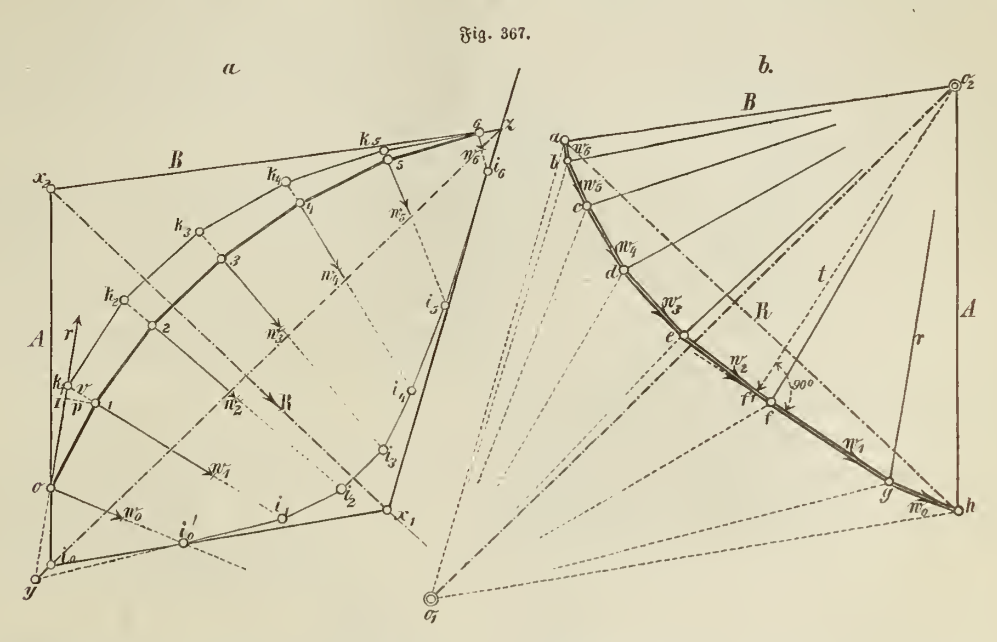
$$M = \underbrace{(k_1 - 1)}_{v} \cdot \underbrace{(o_2 - f')}_{t} \; . \; . \; . \; .$$ [1])

Knotenpunkten bilden und die Gesamtmomente mit Hilfe obiger Konstruktion direkt ermitteln.

* * *

Vielfach werden die Ecken quadratischer Räume nach Fig. 368 unter 45° gebrochen. In diesem Falle werden die Seitenlängen kleiner und kann demnach die Seitenlänge des Quadrats um das Maß der doppelten Länge der Ab-

Fig. 367.



Die Biegungsmomente aus Eigengewicht und Schneedruck werden ebenso ermittelt, als wenn der Sparren gerade und horizontal zwischen den Punkten d und c (Grundriß Fig. 366) gespannt wäre. Die Momente aus den drei Belastungen sind dann zusammenzuzählen, um die Gesamtmomente in den Knotenpunkten zu erhalten. Selbstredend kann man aber auch zunächst die Mittelkräfte der Belastungen aus Eigengewicht, Schnee und Winddruck in den

1) Beweis: Denken wir uns den Sparren bei 1 durchschnitten, so wirken links vom Schnitt die äußeren Kräfte A und w_0, deren Mittelkraft = r im Kräfteplan; rechts vom Schnitt die äußeren Kräfte w_1, w_2 . . . w_6, B, deren Mittelkraft wieder = r. Die im Punkt 1 wirkenden Kräfte werden daher ersetzt durch die Mittelkraft r. Der normale Abstand dieser Kraft von Punkt 1 ist = p, mithin das Moment sämtlicher äußerer Kräfte auf Punkt 1:

$$M = p \cdot r.$$

Nun ist △ k_1-1-I (Fig. 367a) ähnlich △ o_2-f'-g (Fig. 367b), demnach verhält sich

$$\frac{v}{r} = \frac{p}{t}.$$

Hieraus

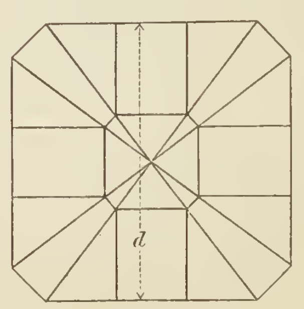
$$p = \frac{v \cdot t}{r} \text{ und } M = v \cdot t$$

was zu beweisen war. (Vgl. auch S. 138 Fußnote.)

schrägung größer sein als 30 m; letztere darf indes nicht über etwa 10 m (schräg gemessen) betragen, weil sonst auch in dieser Fläche wieder Schiftsparren erforderlich würden. Hiernach ergibt sich also als größter Durchmesser (d in Fig. 368) für solche Systeme bei 10 m größter Pfettenlänge

$$d = 30 + 2 \cdot 10 \cdot 0{,}707 = 44{,}14 \text{ m}.$$

Fig. 368.



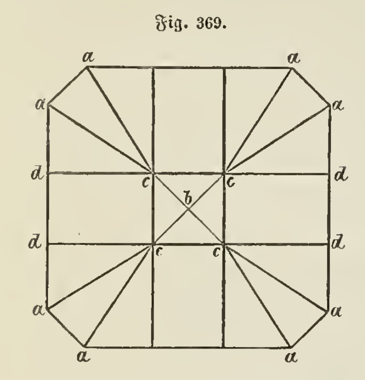
Bei noch größeren Abmessungen sind mehr als zwei Schiftsparren anzuordnen.

In der Regel erhält bei derartigen quadratischen Grundrissen mit abgestumpften Ecken der zwischen den

oberen Auflagern c der Schiftsparren befindliche Spannring quadratischen Grundriß. Das System erhält dann die aus Fig. 369 ersichtliche vereinfachte Form.

Der mittlere innerhalb des Ringes c c befindliche Teil wird sowohl bei Fig. 368 als Fig. 369 gewöhnlich als Laterne aus der Dachfläche herausgehoben und mit einem besonderen Zelt-, oder Kuppeldach überdeckt. Die senkrechte

Fig. 369.



Wand der Laterne ist dann als Fachwerkträger auszubilden, dessen Obergurt durch den Zugring des Laternendaches und dessen Untergurt durch den Druckring des Hauptdaches gebildet wird. Da die Gurtspannungen des Fachwerkträgers denen der Ringe entgegenwirken, so ist mindestens eine Verstärkung der letzteren infolge ihrer Aufgabe als Trägergurt nicht notwendig. —

Es ist hierbei außerdem nicht, wie bei den polygonalen Dächern, erforderlich, den Ring c-c in horizontaler Richtung zu versteifen, da, wie im nächsten Kapitel gezeigt werden wird, bei quadratischen Dächern der bei einseitiger Belastung entstehende Ringschub ohne Versteifung des Mittelringes durch die betreffende Dachfläche allein auf das Auflager übertragen werden kann, ohne daß hierdurch zu bedeutende Spannungen entstünden.

Beträgt die Entfernung zwischen den Ringen c und a-d nicht mehr als etwa 4—6 m, so kann dieselbe mittels gebogenen Wellblechs überspannt werden, welches sein Auflager auf dem Fußring a-d, dem Laternenring c-c und den Gratsparren a-c findet (Taf. 72). In diesem Falle können also die Schiftsparren c-d wegfallen, auch sind Zwischenringe bei entsprechend steifer Form der Gratsparren nicht erforderlich. Man kann die Tragfähigkeit des gebogenen Wellblechs mit etwa $^1/_{10}$ Pfeil auf das Vierfache der Tragfähigkeit des ungebogenen Wellblechs veranschlagen, so daß also bei 6 m Länge (in der Dachschräge gemessen) und einer Gesamtlast von 200 kg ein Widerstandsmoment von

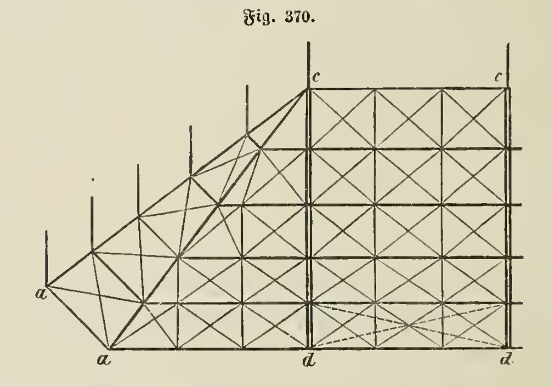
$$W = {}^1/_4 \frac{200 \cdot 6^2}{8 \cdot 8} = 28 \text{ (cm}^3\text{)}$$

erforderlich wird. Hierfür genügt Profil Nr. 70 der Tabelle 21b (Anhang).

Bei größeren Längen müßten mehrere Tafeln aneinander genietet werden, da 6 m die größte Länge ist, in welcher Wellblechtafeln geliefert werden. Es empfiehlt sich indes nicht über das genannte Maß hinauszugehen, weil die Gratsparren mit Rücksicht auf Ausknicken zu schwer werden müßten, auch die genieteten Wellblechstöße nicht unbedingt zuverlässig sind. — Das Wellblech übt einen Schub auf die beiden Ringe c und a-b aus, letztere sind daher in angemessenen Abständen durch Zugbänder zu verbinden, welche am besten mit den für die einseitige Belastung erforderlichen Diagonalstäben zu einem System vereinigt werden. (Näheres siehe weiter unten, zweites Beispiel.)

Bei quadratischen Zentraldächern kann es leicht vorkommen, daß die Diagonalen in den langgestreckten Feldern zwischen den Ringen eine zu schräge Lage erhalten und zu lang werden, oder daß die Ringe mit Rücksicht auf Ausknicken einen zu starken Querschnitt erhalten müssen. In diesem Falle sind die zwischen den Ringen belegenen Zonen nach Fig. 370 durch Vertikalstäbe in zwei oder mehrere

Fig. 370.



Zwischenteilungen zu zerlegen. Jede Dachzone bildet dann einen Fachwerkträger, welcher bei einseitiger Belastung durch ein in den Gurtungen (Ringen) wirkendes Kräftepaar beansprucht wird.

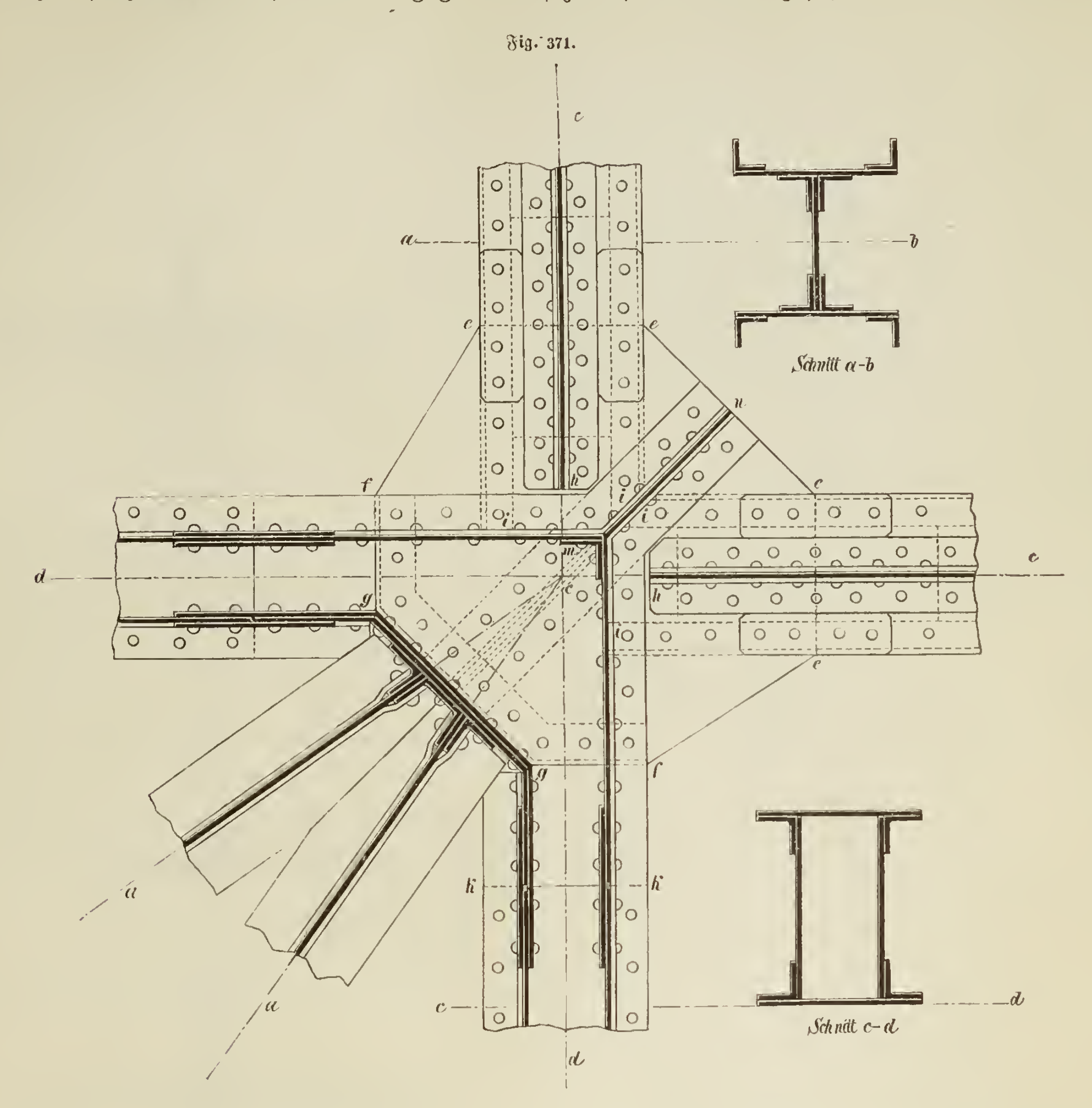
* * *

Für die Querschnitte und Verbindungen der Stäbe sind bei quadratischen Zentraldächern im allgemeinen die im § 6 gegebenen Einzelheiten gleichfalls zu verwenden. Bei den Schiftsparren ist zu beachten, daß die Trägerhöhe mit Rücksicht auf Durchbiegung nicht unter $^1/_{25}$ — $^1/_{20}$ der Grundrißlänge d-c (Fig. 366) zu bemessen ist. Anderseits wird das Bestreben, bei großen Spannweiten die Höhe der Sparren möglichst zu beschränken, zur häufigeren Anwendung kastenförmiger Querschnitte für die Schiftsparren führen. Besondere Schwierigkeiten pflegt in diesen Fällen die Gestaltung des Anfallpunktes c (Fig. 369) zu verursachen.

Als Beispiel diene die in Fig. 371 dargestellte Anordnung eines derartigen Knotenpunktes.

Im Punkte c treffen hier die beiden Seiten c-c des Laternenringes, die beiden kastenförmigen Schiftsparren d-c und die Gratsparren a-c zusammen. Der Laternenring hat einen zusammengesetzten I-förmigen Querschnitt erhalten. Die horizontalen Gurtbleche desselben endigen bei e-e; an ihre Stelle treten zwei horizontale Knotenplatten e-e-f-g-g-f-e-e. Die bleche der Kastenträger nebst Gurtwinkeln schieben sich nunmehr zwischen die beiden horizontalen Knotenplatten und sind mit diesen vernietet. Zur besseren Aussteifung dient das vertikale Winkeleisen m, sowie das Versteifungsblech m-n, an welchem die Gurtwinkel des Kastenträgers bis zum Punkt n entlang führen.

Fig. 371.



Der Stoß zwischen Gurtblech und Knotenplatte wird durch äußere Laschenbleche (bei e) gedeckt. Außerdem ist zur besseren Verbindung der Steg des Laternenringes nebst den vier inneren Winkeleisen zwischen beiden Knotenblechen bis zum Punkt h fortgeführt worden, während die äußeren horizontalen Winkel der Gurte bis zu den Punkten i reichen. Die Gurtplatte der Kastenträger endigt in geringer Entfernung von den Knotenplatten bei k-k; ein Ersatz ist nicht notwendig, da das Moment der Schiftsparren an dieser Stelle bereits nahezu null ist. Die äußeren vertikalen Stehbleche der Kastenträger schließen an

Die inneren Vertikalstege der Kastenträger schließen an eine vertikale Blechlasche an, welche am Rande des Knotenbleches herumführt, über dieselben unten und oben hinausragt und mittels der (punktirt gezeichneten) Winkeleisen f-g-g-f außen auf den Knotenplatten befestigt ist. Die Stege der Kastenträger sind in den Punkten k mit Rücksicht auf den Winkel, welchen der obere Teil des Schiftsparrens mit der Horizontalebene des Laternenringes bildet, gestoßen und durch doppelte Blechlaschen gedeckt. An das Vertikalblech g-g schließen die aus vier Winkeleisen mit verbindendem Gitter-

werk (nach Fig. 364, S. 253) bestehenden Gratsparren mittels vertikal stehender Befestigungswinkel an.

* * *

Bisher haben wir uns nur mit Mantelkonstruktionen beschäftigt, die allerdings in allen Fällen, in welchen das Innere der Kuppeln sichtbar bleibt, unbedingt vorzuziehen sind. Ist dagegen die Kuppel dem Auge durch eine zweite Decke entzogen, oder soll nur der mittlere Teil derselben sichtbar bleiben, so können bei quadratischen oder ähnlichen Grundrissen mitunter Bindersysteme einen geringeren Materialverbrauch ergeben. Jedenfalls haben die letzteren den Vorteil für sich, daß die Berechnung bedeutend einfacher wird, indem die umständlichen Spannungsermittelungen bei einseitiger Belastung gänzlich wegfallen, daß ferner die Durchbiegungen sich mit Rücksicht auf die bedeutenden Trägerhöhen erheblich geringer ergeben. Der letztere Umstand muß um so mehr ins Gewicht fallen, je größer die Spannweiten der zu überdeckenden Räume sind.

Früher pflegte man die Binder über quadratischen Grundrissen in die Richtung der Diagonalen zu legen. Da hierdurch jedoch die Spannweite der Binder nicht unerheblich vermehrt wird, ist es besser diese senkrecht zu den Seitenflächen des Quadrats zu stellen und für die Grate besondere Gratsparren anzuordnen, welche auf den Bindern aufliegen.

Die Gratsparren können ihrerseits wieder ein Mantelsystem bilden, indem sie durch Ringe versteift werden. Hierbei ist eine Einteilung des Grundrisses nach Fig. 369, S. 260 am zweckmäßigsten. Die Binder werden hierbei in den Ebenen d-c-d, die Gratsparren in den Ebenen a-c verlegt. In den Punkten c liegen die Gratsparren auf den Bindern auf. Eine derartige Konstruktion, bei welcher das mittlere quadratische Feld als Laterne ausgebildet ist, zeigt die auf Taf. 71 dargestellte Kuppel. (Siehe hierüber § 9.)

An den Stellen, an welchen die Binder sich durchkreuzen, läßt man zweckmäßig den Obergurt des einen Binders ununterbrochen durchgehen und stößt den andern mittels Winkellaschen stumpf dagegen. Der Stoß kann außerdem durch horizontale Knotenplatten gedeckt werden (Fig. 372). — Im Schnittpunkt der Untergurte wird am besten ein horizontales Knotenblech angeordnet, an welches die vier Gurtstäbe anschließen (Fig. 373).

Im übrigen ist die Ausbildung der Binder und der Pfetten die gleiche wie bei gewöhnlichen Satteldächern. Ebenso wie bei diesen ist darauf zu achten, daß das Auflager der Binder stark genug sein muß, um den aus Winddruck entstehenden Horizontalschub aufzunehmen (vgl. S. 230).

Ein Längenverband zur Aufnahme der geringen Verschiebungen infolge des Winddrucks und der einseitigen Last ist bei den gemischten Systemen in der Regel nicht erforderlich, wenn die Eindeckung des Daches mit einer steifen

Fig. 372a und b.

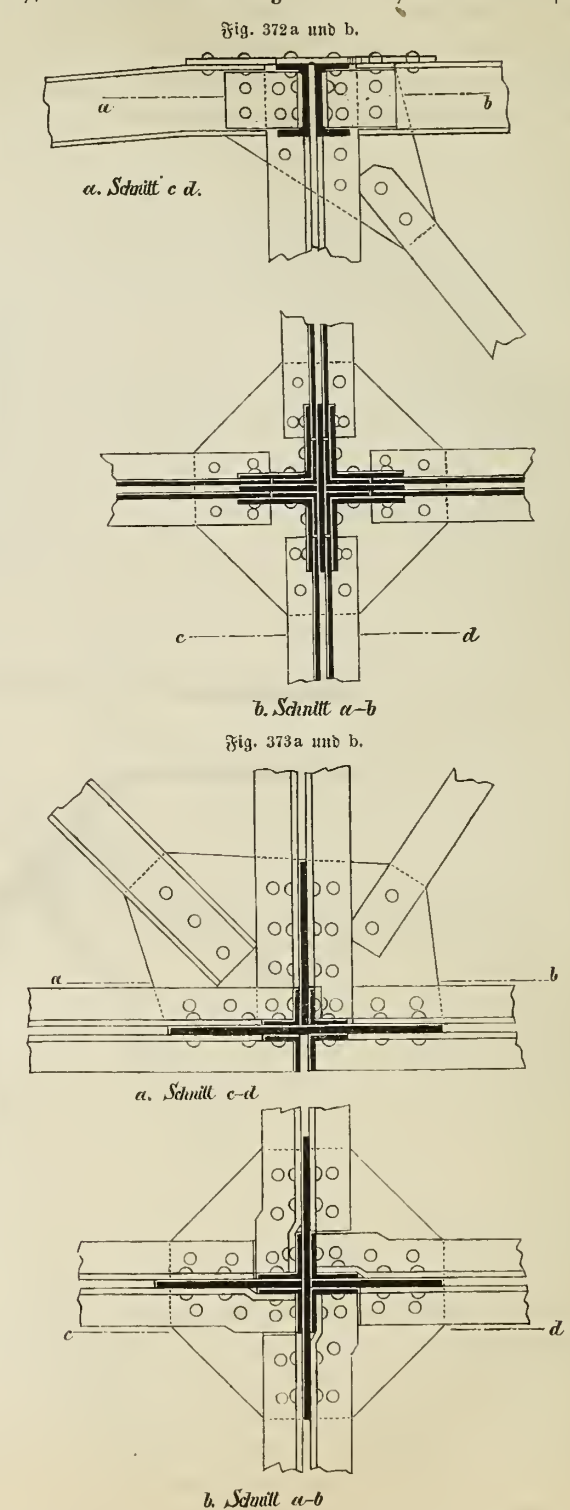


Fig. 373a und b.

Holzschalung bewirkt wird. Andernfalls genügt ein Diagonalsystem in jeder von zwei parallelen Bindern eingeschlossenen Zone.

§ 9.

Erläuterung der auf den Tafeln dargestellten Beispiele von Zentraldächern über quadratischer Grundfläche.

1) Taf. 71. Entwurf zur Kuppel auf dem neuen Reichsgerichtsgebäude in Leipzig.

Die Kuppel überdacht die große Mittelhalle, ist aber von innen nicht sichtbar, da die Halle durch ein Gewölbe abgeschlossen ist. Dieselbe dient daher lediglich künstlerischen Zwecken bezüglich der äußeren Ansicht des Gebäudes. Der Grundriß der Kuppel stellt ein Quadrat von 21,8 m kleinstem Durchmesser mit abgestumpften Ecken dar. Demgemäß schien die Anordnung einer Binderkonstruktion nach Art der Fig. 369, S. 260 am geeignetsten. Die vier Hauptbinder A-C-A, deren Netzstäbe in Fig. 1 durch Schraffur hervorgehoben sind, wurden als einfache Fachwerkträger mit vier Zwischenknoten auf dem Ober-, zwei dergleichen auf dem Untergurt ausgebildet. Der Obergurt ist zwischen den Knotenpunkten behufs Aufnahme der Biegung aus den Holzpfetten als besonderer Fachwerkträger gestaltet, dessen obere aus zwei |_-Eisen bestehende Gurtung nach der Kuppelform gekrümmt ist.

Von den Kreuzungspunkten der Binder C sind nach den Ecken F des Achtecks in gleicher Weise wie die oberen Bindergurte gestaltete Gratsparren C-E-F angeordnet, welche im Punkt E durch einen Zwischenring B-E-B unterstützt werden. Der infolgedessen im Sparrenteil E-F entstehende Schub wird durch einen Fußring F-A-F aufgenommen. Die Obergurte der Binder und Gratsparren sind außerdem paarweise noch durch Fachwerksteifen, welche zwischen den drei Hauptringen liegen, verbunden. —

Die acht Gratsparren mit den Ringen E und F bilden somit ein Mantelsystem, dessen mittlerer Ring C von Fachwerkträgern unterstützt wird. Mit Rücksicht auf die Verschiebungen der Ringe bei einseitiger Belastung mußten alle Vierecke durch Diagonalen versteift werden. Ebenso ist das zwischen den vier Bindern liegende Quadrat C-C mit einem horizontalen Kreuzverband versehen.

Das zur Erhaltung des Dachraumes nötige Licht wird durch Oberlichter zugeführt, welche sich im oberen Teil der Kuppel zwischen den Bindern am Fuß des Laternenaufsatzes befinden.

Der Entwurf zeichnet sich durch eine klare und zweckmäßige Verteilung des Stabwerkes aus.

2) Taf. 72. Ausstellungsgebäude in Berlin.[1])

Das fast ganz in Eisen, Glas und Wellblech hergestellte Gebäude wurde im Jahre 1882—1883 an Stelle des durch Brand zerstörten hölzernen Hauptgebäudes der Hygieneausstellung zu Berlin erbaut und dient heute noch zu Ausstellungszwecken.

Der Gesamtgrundriß besteht im wesentlichen aus einem großen Quadrat von 95 m Seitenlänge, welches schachbrettartig in 25 kleinere Abteilungen von quadratischer Grundfläche geteilt ist.

Mit Ausnahme des mittleren Quadrates der Hauptfront und von vier als Höfe ausgebildeten Quadraten im Innern sind sämtliche Abteilungen mit der gleichen Dachkonstruktion überdeckt. Dieselbe besteht aus einer quadratischen Kuppel, deren mittlerer Teil als Laterne aus der Dachfläche um 2 m herausgehoben ist. Die Laternenkuppel wird durch zwei in den Diagonalen angeordnete Bogenträger a-b-a aus I-Eisen gebildet, deren Horizontalschub durch die gleichzeitig als Zugring dienenden Obergurte der senkrechten Laternenwand aufgenommen wird. Die Felder c-a-c zwischen den Bindern sind mit gebogenem Wellblech gedeckt; der von diesem ausgeübte Schub wird durch ein unter der Dachfläche liegendes Diagonalsystem aufgehoben. Die senkrechte Laternenwand c-b-c ist als Fachwerkträger ausgebildet, dessen Felder bis auf einen 0,2 m breiten mit Blech geschlossenen Streifen verglast sind. Die Verglasung ist nicht an besonders eingesetzten Fensterrahmen, sondern unmittelbar an den Stäben des Fachwerkträgers angebracht, welche demgemäß einen ⊥- bez. ┼-förmigen Querschnitt erhalten mußten. Die vier Eckvertikalen c-b der Fachwerkträger werden gestützt von vier als Fachwerkträger mit gekrümmten Obergurten ausgebildeten Gratsparren c-d, deren Fußring d-d wieder durch den Obergurt von vier in der Seite des Grundquadrates liegenden 18,5 m langen Fachwerkträgern e-d-d-e gebildet wird. Die untere Gurtung dieser Fachwerkträger ist an den Enden nach unten abgebogen und ruht auf einem schmiedeeisernen Fachwerkpfeiler, welcher sich im gemeinschaftlichen Punkt d von vier benachbarten Quadraten befindet und somit als Stütze für acht Fachwerkträger dient. Auf diese Weise bilden sämtliche Quadrate der Grundfläche einen einzigen nur durch die genannten Säulen beeinträchtigten Raum.

Bei den Außenwänden des Gebäudes tritt an Stelle der Fachwerkträger eine teils mit Glas, teils mit Mauerwerk geschlossene Fachwand. Zwischen den einzelnen Quadratdächern sind Rinnen angebracht, welche das Wasser teils nach den Außenwänden, teils nach den im Innern des Gebäudes liegenden vier Höfen abführen. Die Dachflächen zwischen den Gratsparren c-d sind wie die der Laterne mit gebogenem Wellblech abgedeckt, dessen Schub durch ein in den Dachflächen d-b-b-d angeordnetes Stabwerk aufgenommen wird. Letzteres dient gleichzeitig zur Aufnahme der überzähligen Ringspannungen bei einseitiger Belastung.

Die getroffene Anordnung ermöglicht eine äußerst gün-

---

1) Zentralblatt der Bauverwaltung 1883, S. 57, 121 und 346.

stige Übertragung der Lasten, da die in den Ringen b, c und d aus den Dachlasten entstehenden Spannungen sich teilweise mit den aus der Vertikalbelastung der Träger herrührenden Spannungen aufheben. Außerdem ermöglicht die Tragfähigkeit des Wellblechs den Verzicht auf jede stützende Zwischenkonstruktion.

Wir wenden uns nunmehr zu dem abweichend ausgebildeten, als Haupteingang dienenden Bau über dem mittleren Quadrat der Hauptfront. Dieser Teil erhebt sich über die übrigen 20 m hohen Quadratbauten bis zur Höhe von 43 m. Er besteht aus zwei Geschossen und einer das Ganze krönenden Kuppel. Letztere findet ihre Stützpunkte auf den vier in Fachwerk ausgebildeten Eckpfeilern, welche in den verschiedenen Geschoßhöhen durch horizontale kastenförmige Fachwerkträger verbunden sind. Die Kuppel selbst besitzt einen quadratischen Grundriß mit abgestumpften Ecken. Die steif in Fachwerk ausgebildeten gekrümmten Gratsparren sind Bogenträger, welche im Scheitel an einen gemeinsamen, horizontal und vertikal genügend versteiften Ring angreifen und am Fuß durch einen Zugring verbunden sind.

Da sämtliche einseitige Schubkräfte somit von den gegen Biegung steifen Sparren und dem gleichfalls versteiften Druckring allein übertragen werden, so ist ein Diagonalverband in den Hauptkuppelflächen entbehrlich. Dagegen sind zum Schutz gegen seitliches Ausknicken je zwei Bogensparren in den Schmalseiten der Kuppel durch Quer- und Diagonalverbände gekuppelt. Letztere liegen zwischen den äußeren Trägergurten, während die Glasdecke in der Fläche der unteren Gurtungen angebracht ist. Die Glassprossen bestehen aus ⊥-Eisen, welche entsprechend der Kuppelform gebogen und unten an dem Zugring, oben an dem Druckring, beziehungsweise den Gratträgern befestigt sind.

3) Taf. 74. Eiserner Dachstuhl über dem Stadttheater zu Halle a/S.[1])

Entsprechend dem bei diesem Gebäude aufgestellten Grundsatz der thunlichsten Vermeidung brennbaren Materials ist auch der Dachstuhl in Eisen und die Dachdeckung mit verzinktem Eisenwellblech bewirkt worden.

Das Dach zerfällt in zwei vollständig von einander getrennte Teile: die über dem Bühnenhaus befindliche Kuppel und das über Zuschauerraum nebst Nebenräumen errichtete Tonnendach. Obgleich die Besprechung des letzteren eigentlich in das vorige Kapitel gehört, so wird dieselbe dennoch des Zusammenhanges wegen an dieser Stelle vorgenommen.

a. Kuppel über dem Bühnenhaus.

Die Umfassungsmauern des einen rechteckigen Grundriß von 15 zu 20 m Seitenlänge besitzenden Bühnenhauses ragen über die übrigen Dachflächen hinaus. Die Bedeckung dieses Gebäudeteiles erfolgt durch eine Kuppel, welche von innen nicht sichtbar ist und lediglich künstlerischen Zwecken bezüglich der äußeren Erscheinung des Gebäudes dient. Demgemäß lag auch kein Grund vor, den im übrigen nur zur Aufstellung von vier Wasserbehältern dienenden Innenraum der Kuppel von eisernen Einbauten frei zu halten. Entsprechend den fünf Kulissengängen der Bühne sind über derselben parallel zu den Langseiten vier als Fachwerkträger ausgebildete und gegenseitig reichlich verstrebte Hauptträger (C-C) angeordnet, an welchen die Dekorationen und die Gallerien des Schnürbodens angehängt sind und welche die aus Wellblech bestehende, auf den oberen Gurten der Hauptträger ruhende Decke des Bühnenhauses tragen. In der Decke befindet sich eine 5 . 2,4 m große, mit Klappen aus Segeltuch geschlossene Öffnung, welche dazu bestimmt ist, den bei einem etwaigen Brand der Dekorationen entstehenden Qualm nach der Laterne durchziehen zu lassen. Die Decke ist zur Abhaltung des bei Regenwetter entstehenden Geräusches mit einem 5 cm starken Lehmschlag bedeckt worden.

Die vier Hauptträger C-C bilden außerdem die Unterstützung eines aus ∟- und Flacheisen zusammengesetzten turmartigen Aufbaues G-E-E-G (Fig. 4), auf welchem die Laterne unmittelbar aufruht. In den oberen vier Ecken dieses Aufbaues liegen die I-förmigen, der Kuppelform entsprechend gebogenen Gratsparren E-D und die Schiftsparren E-G auf.

Demnach stellt sich die Konstruktion als Binderkuppel dar, bei welcher die Binder tief, und zwar unter dem Kämpfer der Kuppel liegen, während die Unterstützung der Laterneneckpunkte E durch Zwischenstützen bewirkt wird. — Die Sparren sind außerdem noch durch Steifen aus ⊏-Eisen mit dem Laternengerüst verbunden (Fig. 2 und 4).

Da die Fußpunkte G und D der Sparren mit Rücksicht auf die äußere Gestalt der Kuppel nicht auf den Umfassungsmauern aufstehen, sondern etwas nach innen verschoben werden mußten, so wurde zur Unterstützung derselben zwischen den Längswänden und den seitlichen Hauptträgern C-C die Anordnung einiger Hilfsträger J-H erforderlich, deren besondere Form durch den auf den darunter liegenden Gallerien stattfindenden Verkehr bedingt wurde.

Auf den Grat- und Schiftsparren ruhen die ⊏-förmigen Pfetten, an welchen in gewöhnlicher Weise die Wellblechdecke mittels Haften befestigt ist. Die viereckigen Felder zwischen Sparren und Pfetten sind außerdem durch kreuzende Rundstangen mit Spannschlössern (Fig. 1, in Fig. 2 und 4 der Deutlichkeit halber weggelassen) ausgesteift. Die Hauptträger C-C sind in Fig. 6, die Hilfsträger J-H in Fig. 7 in vergrößertem Maßstabe gezeichnet.

1) Deutsche Bauzeitung 1887, S. 445.

b. Dach über dem Zuschauerhaus.

Über dem Hauptraum befinden sich vier Hauptträger (A-A) von je 17,6 m, über dem hinteren Gallerieausbau zwei kleinere (B-B) von 11 m Stützweite (Fig. 1, 3 u. 5). An diesen Hauptträgern ist die aus drei Teilen, dem mittleren kreisförmigen Hauptfelde, der tiefer hinabreichenden Proszeniumsdecke und dem höher gelegenen Teil über der Gallerie (Fig. 3), bestehende Decke angehängt. Das Hauptdeckenfeld besitzt in der Mitte eine kreisförmige Öffnung (a-a) für den Kronleuchter; an den diese Öffnung einfassenden Ring schließen strahlenförmig die radialen Deckenträger a-b an, zwischen welchen doppelte Kappen aus Rabitzmasse gespannt sind. Ebenso sind die übrigen Felder der Decke sämtlich mittels Rabitzmasse geschlossen. Die Hohlräume innerhalb der doppelten Rabitzdecke sind zur Anbringung von Lüftungskanälen behufs Abführung der verdorbenen Luft aus dem Zuschauerraum benutzt worden.

Auf den segmentförmig gebogenen oberen Gurten der Hauptträger ruhen die ⊏-förmigen Pfetten, an welchen das Wellblech des Daches mittels Haften befestigt ist.

Vierzehntes Kapitel.

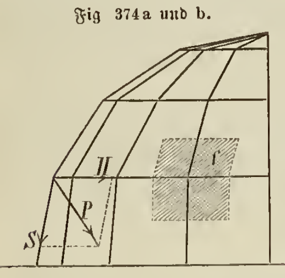
Ermittelung der Fachwerkspannungen bei freitragenden Zentraldächern.

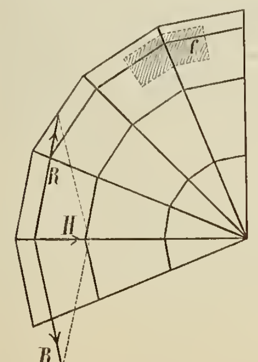
§ 1.

Einfluß gleichförmig verteilter Belastung.

Das tragende Gerippe der freitragenden Zentraldächer wird gebildet durch die Gratsparren und die Ringe. Die Knotenpunkte werden bei der Berechnung als Gelenke angesehen. Auf jeden Knotenpunkt eines Ringes entfällt bei regelmäßigen Systemen und bei gleichmäßig verteilter Last der gleiche Lastanteil P.

Fig 374a und b.





Wird der von einem Knotenpunkt zu tragende, in Fig. 374 schraffirte Teil der Dachfläche mit f bezeichnet und ist q die Last f. d. qm Dachfläche, so ist

$$P = f \,.\, q \quad . \quad . \quad (1)$$

Die Lasten P bilden mit dem Gratsparren eine Ebene und lassen sich in dieser in die Sparrenkräfte S und die Horizontalkräfte H (Fig. 374a) zerlegen.

Letztere liegen in einer Ebene mit den Ringstäben und lassen sich demzufolge nach den Richtungen zweier angrenzender Ringstücke in die Kräfte R (Fig. 374b) zerlegen. Da bei den regelmäßigen Grundrissen von jedem Knotenpunkt eines Ringes die gleiche Kraft R auf ein Ringstück wirkt, so heben sich diese Kräfte gegenseitig auf. In diesem Falle genügen also die Sparren und Ringe allein für die Standsicherheit des Systems. Ist jedoch die Grundrißform unregelmäßig, oder kommen ungleiche Belastungen der Knotenpunkte vor, so sind außer den Ringen und Sparren noch Diagonalstäbe erforderlich, welche die von den Sparren und Ringen eingeschlossenen Vierecke in Dreiecke zerlegen und die Übertragung der in den Ringen übrig bleibenden Kräfte nach dem Auflager ermöglichen. (Vgl. S. 243.)

a. Zeltdächer.

Wirken auf den geraden Gratsparren 1—5 (Fig. 375a) in den Knotenpunkten 1, 2 . . 5 die lotrechten Lasten P_1, P_2 . . P_5, so ist, wenn γ der Neigungswinkel des Gratsparrens gegen den Horizont, β_1 und β_2 die Winkel, welche der Gratsparren im Grundriß mit den anstoßenden Ringstücken bildet:

die Seitenkraft $$S = \frac{P}{\sin\gamma} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (2)$$

" " $$H = \frac{P}{\operatorname{tg}\gamma} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (3)$$

die Ringkraft $$R_1 = H \frac{\sin\beta_2}{\sin(\beta_1 + \beta_2)} \quad . \quad . \quad (4)$$

" " $$R_2 = H \frac{\sin\beta_1}{\sin(\beta_1 + \beta_2)} \quad . \quad . \quad (5)$$

Bei den regelmäßigen Vielecken wird

$$\beta_1 = \beta_2$$

und demnach

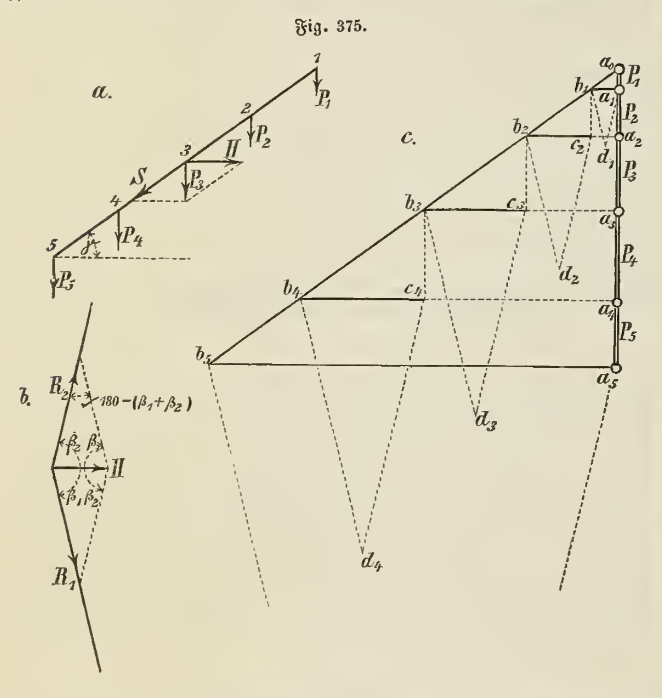
$$R_1 = R_2 = \frac{H\sin\beta}{\sin 2\beta} = \frac{H}{2\cos\beta} \quad . \quad . \quad . \quad (6)$$

Die Sparren und Ringe mit Ausnahme des Fußringes werden sämtlich auf Druck beansprucht und zwar beträgt die Druckspannung in einem beliebigen Sparrenstück

$$S_{n-(n+1)} = S_1 + S_2 + S_3 \ldots\ldots + S_n$$
$$= \frac{P_1 + P_2 + P_3 \ldots\ldots + P_n}{\sin\gamma} \quad . \quad . \quad (7)$$

Die Spannungen lassen sich noch einfacher auf graphischem Wege durch Zeichnen des Kräfteplanes für einen Gratsparren ermitteln.

Fig. 375.



Man trägt die Kräfte P (Fig. 375c) der Reihe nach aneinander, zieht durch Punkt a_0 eine Parallele $a_0 - b_5$ zum Gratsparren, ferner durch die Punkte $a_1 - a_5$ horizontale Linien und durch deren Schnittpunkte b mit der Linie $a_0 - b_5$ wieder lotrechte Linien b - c, so stellen die Abschnitte $a_0 - b_1$, $a_0 - b_2$ u. s. f. die Spannungen in den Gratsparren, die Abschnitte $b_1 - a_1$, $b_2 - c_2 \ldots . b_5 - a_5$ die in der Ebene des Gratsparrens wirkenden Horizontalkräfte H dar. Letztere lassen sich in bekannter Weise nach den Ringspannungen R = b - d (in Fig. 375c punktirt) zerlegen. Verfolgt man die einzelnen Kräftepolygone, so erhält man in der aus Kap. 6, § 4b bekannten Weise die Kraftrichtungen und findet, daß in den Sparren und den Ringen mit Ausnahme des Fußringes durchweg Druckspannung entsteht; nur der Fußring wird mit der Kraft $b_5 - d_5$ auf Zug beansprucht.

b. Kuppeldächer.

Bezeichnen wir die Spannungen in den beiden an Knotenpunkt n anschließenden Sparrenstäben mit s_n und s_{n+1}, so ist nach Fig. 376

$$s_n = \frac{P_n}{\sin\alpha_n} + \frac{s_{n+1} \,.\, \sin\alpha_{n+1}}{\sin\alpha_n} \quad . \quad . \quad . \quad (8)$$

Ferner die in der Ringebene wirkende Horizontalkraft

$$H_n = \frac{P_n}{\operatorname{tg}\alpha_n} - \frac{s_{n+1}\sin(\alpha_n - \alpha_{n+1})}{\sin\alpha_n} \quad . \quad (9)$$

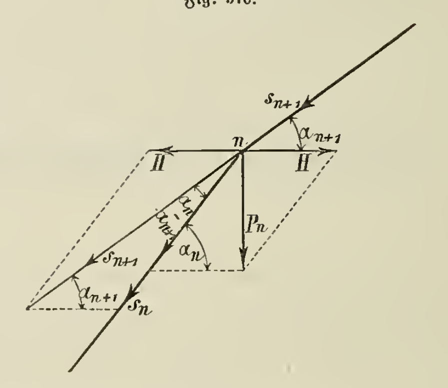
Es sei beispielsweise

$P_n = 1000$ kg, $a_n = 50^0$, $\alpha_{n+1} = 45^0$, $s_{n+1} = 3000$ kg, so ist:

$$s_n = \frac{1000}{\sin 50} + \frac{3000 \,.\, \sin 45}{\sin 50} = 4075$$

$$H_n = \frac{1000}{\operatorname{tg} 50} - \frac{3000 \sin(50 - 45)}{\sin 50} = 500$$

Fig. 376.

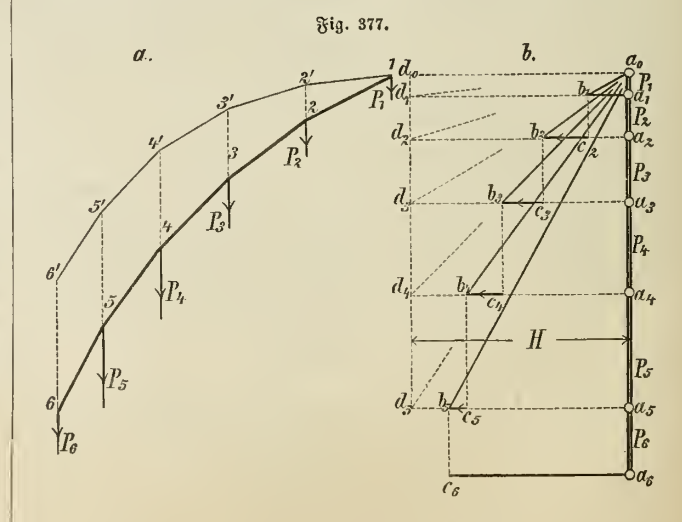


Die Zerlegung der Horizontalkraft in die Ringspannungen erfolgt in derselben Weise, wie bei den Zeltdächern.

Einfacher und übersichtlicher ist die graphische Ermittelung der Spannungen.

Die Linie 1—6 (Fig. 377a) stellt den gekrümmten Sparren einer Kuppel dar, welcher sich mit dem oberen Ende gegen den Druckring lehnt. Man trage die Knotenpunktslasten $P_1, P_2 \ldots P_6$ nach einem bestimmten Kräftemaßstab untereinander an (Fig. 377b) und ziehe durch die Teil-

Fig. 377.



punkte a horizontale Linien a b, ferner aus Punkt a_0 parallele Strahlen zu den Sparrenstücken 1-2, 2-3 ... 5-6 und durch die Schnittpunkte b lotrechte Linien, so stellen die Linien $a_0 - b_1$, $a_0 - b_2$ . . . $a_0 - b_5$ die in den einzelnen Sparrenstücken entstehenden Spannungen, die Linien $b_1 - a_1$, $b_2 - c_2$ . . . $c_6 - a_6$ die in der Sparren- und Ringebene wirkenden Horizontalkräfte dar. Letztere sind, in gleicher Weise wie bei Fig. 375c, in die Ringspannungen zu zerlegen.

Die Sparren werden stets auf Druck, die Ringe nur dann auf Druck beansprucht, wenn die Horizontalkraft H im Kräfteplan nach außen gerichtet ist, was hier zufällig bei den Ringen 1—5 der Fall. Bei Ring 6 ist H im Kräfteplan nach innen gerichtet, daher erhält dieser Ring Zugspannung. Man beachte hierbei, daß die Richtung der Ringkräfte c - b im Kräfteplan bei Verfolgen der einzelnen Kräftepolygone der thatsächlichen Richtung von H entgegengesetzt ist, da ja das Kräftepolygon diejenigen Kraftrichtungen ergibt, welche nötig sind, um das Gleichgewicht herzustellen, während es hier zunächst darauf ankommt H, als einen Teil der Kraftwirkung P zu erhalten. (Vgl. S. 16.)

Man erkennt aus den Fig. 375c u. 377b die Unterschiede zwischen den Spannungen des Kuppel- und Zeltdaches, welche darin bestehen, daß sowohl Sparren-, als Ringspannungen bei der Kuppel geringer werden, daß ferner die Spannung um so kleiner ausfällt, je stärker der Knick des Sparrens am Knotenpunkt, je kleiner also der Halbmesser der Kuppel ist. Während bei dem Zeltdach die mittleren Ringe stets Druckspannungen erleiden, können bei der Kuppel auf die Mittelringe je nach der Form der Sparrenkrümmung teils Zug-, teils Druckspannungen entfallen.

Offenbar entspricht nun jeder Belastung eine bestimmte Sparrenform, für welche die Spannungen in den Mittelringen Null werden. Diese Form ist graphisch leicht zu ermitteln, indem man zu der Kraftlinie $d_0 - d_5$ (Fig. 377 b) mit dem Pol a_0 das Seilpolygon 1 - 6' (Fig. 377 a) zeichnet. Je nachdem hierbei der Polabstand H kleiner oder größer gewählt wird, fällt die Kuppel steiler, oder flacher aus. Bei gleichförmig verteilter Belastung erhält man auf diese Weise als Sparrenform eine kubische Parabel.

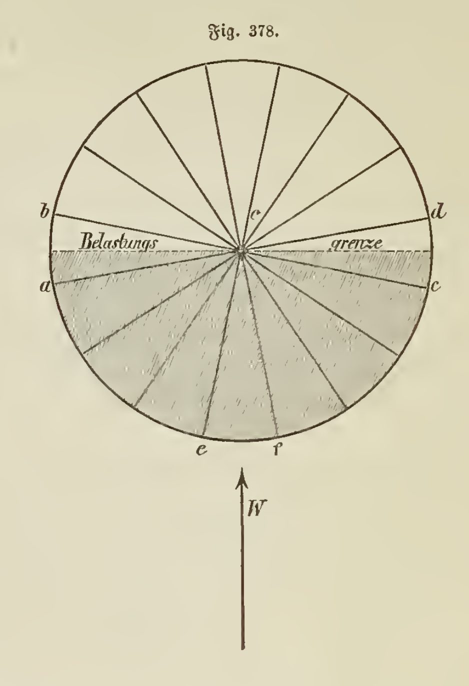
Von praktischem Wert ist indes diese Ermittelung nicht, da für die Kuppelform meist künstlerische Rücksichten bestimmend sind und ausschließlich gleichförmig verteilte Belastungen in Wirklichkeit nicht vorkommen.

§ 2.

Einfluß einseitiger Belastung.

Die einseitige Belastung der Zentraldächer wird hervorgerufen durch ungleichmäßig verteilte Schneelast und durch Winddruck. Die ungünstigste Verteilung des Schnees ist dann vorhanden, wenn eine Hälfte des durch eine Meridianebene geteilten Daches voll belastet ist, die andere Hälfte nicht (Fig. 378). Wirkt dann außerdem der volle Winddruck W auf die gleiche Dachhälfte, so ist der denkbar ungünstigste Belastungszustand vorhanden. Eine solche An-

Fig. 378.



nahme ist aber, da sie in Wirklichkeit niemals vorkommt, als zu ungünstig zu bezeichnen. Praktisch genügt es, außer dem Winddruck nur die Hälfte der Schneelast einseitig wirkend anzunehmen.

Es empfiehlt sich nun die Spannungsermittelung in jedem Falle für Eigengewicht, gleichmäßig verteilte volle Schneelast, einseitige halbe Schneelast und Winddruck getrennt vorzunehmen, so daß sich also für jeden Teil des Fachwerks vier Spannungswerte ergeben. Dieselben werden in der aus S. 131 ersichtlichen Weise in einer Tabelle zusammengestellt und hieraus die ungünstigsten Gesamtspannungen ermittelt.

Die Berechnung des auf einen Knotenpunkt entfallenden Schnee- und Winddrucks wird in gleicher Weise wie bei den ebenen Dächern ausgeführt, nur daß bezüglich des Winddrucks die S. 14 gegebenen Regeln für Flächen, welche im Grundriß mit der Windrichtung einen beliebigen Winkel einschließen, in Anwendung kommen.

Die Ermittelung der Spannungen aus Eigengewicht und gleichförmig verteilter Schneelast erfolgt alsdann nach den Angaben des § 1.

Behufs Ermittelung der Spannungen aus einseitiger Schneelast machen wir zunächst die gegen die Wirklichkeit ungünstige Annahme, daß die eine Hälfte der Gratsparren durch Schnee belastet, die andere unbelastet ist. Als-

dann entstehen infolge der halbseitigen Schneebelastung in den beiden Grenzfeldern (a o b und c o d in Fig. 378) einseitige Ringspannungen, welchen ein Gegendruck von den gegenüberliegenden Knotenpunkten nicht entgegenwirkt, da diese Knotenpunkte unbelastet sind. In allen übrigen Feldern der belasteten Dachhälfte heben sich dagegen die Ringspannungen ebenso wie bei gleichförmig verteilter Belastung auf. Die Größe der Ringspannungen folgt aus Gleichung (3—6) beziehungsweise durch graphische Ermittelung.

Der gleichzeitig zur Wirkung kommende **Winddruck** bringt Belastungen der Knotenpunkte hervor, welche bei dem von der Windrichtung (im Grundriß) senkrecht getroffenen Felde e o f (Fig. 378) am größten sind, nach den Grenzfeldern hin abnehmen und in letzteren Null, oder wenigstens nahezu Null werden.[1])

Diesen verschiedenen Knotenlasten entsprechen ebenfalls verschiedene Ringspannungen in jedem Ringstück der vom Winde getroffenen Dachfelder, welche sich nur zum Teil aufheben.

Es bleiben somit bei einseitiger Schneelast nur in den beiden Grenzfeldern, bei Winddruck in sämtlichen vom Winde getroffenen Feldern Ringspannungen übrig, welche von dem System der Sparren und Ringe **allein** (unter Annahme von Gelenken in den Knotenpunkten) nicht aufgenommen werden können. Die Übertragung dieser überschießenden Ringspannungen nach dem Auflager muß vielmehr durch die mittels Diagonalen, oder in anderer Weise, versteifte Dachfläche des betreffenden Feldes erfolgen. Jedes Dachfeld stellt dann einen Fachwerkträger vor, dessen Gurtungen die Sparren und dessen Netzwerk die Ringe und die Diagonalen bilden. Die überschüssigen Ringspannungen sind die in den Ringstäben angreifenden Lasten dieses Trägers.

Die Übertragung der Lasten auf das Auflager durch die in den Dachflächen liegenden Fachwerkträger kann nun in verschiedener Weise erfolgen:

1) Bei den Dächern mit **vierseitiger Grundfläche** hat man die Dachflächen als Freiträger anzusehen, welche an den Fußpunkten mit dem Mauerwerk fest verbunden sind. Ergibt sich hierbei eine Zugwirkung auf das Auflager, welche größer ist, als die Druckwirkung aus dem Eigengewicht, so wird entsprechende Verankerung erforderlich.

2) Bei den Dächern mit **mehrseitigen Grundflächen** ergibt dieses Verfahren zu große Spannungen in den Stäben. Man hat hier zunächst die Dachfläche als Träger auf zwei Stützen mit einem Auflager am Fuße, dem andern an der Spitze des Daches anzusehen und die sich hieraus ergebenden Spannungen zu ermitteln. Der auf die Spitze entfallende Auflagerdruck wird alsdann nach sämtlichen Sparren beziehungsweise Dachflächen zerlegt und durch diese auf das Auflager übertragen, so daß hierbei sämtliche übrige Dachfelder mit Ausnahme der in der Windrichtung liegenden zur Aufnahme der Lasten mit herangezogen werden.

Da bei den Kuppeldächern die einzelnen Dachflächen nicht wie bei den Zeltdächern in einer Ebene liegen, sondern gekrümmt sind, so werden bei dieser Behandlung zwischen den einzelnen Zonen Zerlegungen der Sparrenkräfte erforderlich, welche eine vermehrte Beanspruchung sämtlicher Stäbe gegenüber den Stäben der ebenen Dachflächen eines Zeltdaches zur Folge haben.

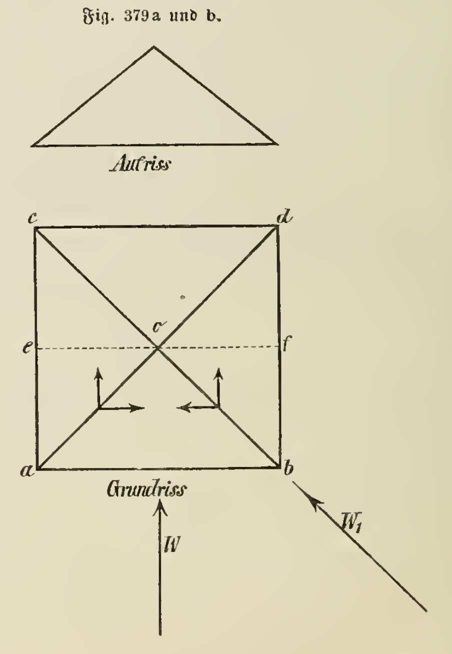
In den nachfolgenden Paragraphen wird auf die Anwendung der vorstehenden allgemein angegebenen Berechnungsweise auf die einzelnen Formen der Zentraldächer näher eingegangen werden.

§ 3.

Vierseitige Pyramide.

Der Wind wirke im Grundriß (Fig. 379b) senkrecht gegen die Fläche a o b, der Schnee bedecke die Fläche a b f e in halber Höhe, also mit 40 kg für das qm Grundfläche. Der auf die Sparren d o c entfallende Lastenteil wird vernachlässigt.

Fig. 379a und b.



Der Sparrendruck S, welcher durch Zerlegen der Knotenlasten in Richtung des Sparrens und der Horizontalebene entsteht, ist — wenigstens bei einigermaßen steilen Dächern — ohne Einfluß, da wie später ersichtlich, diese Spannungen zum Teil durch Zugspannungen aufgehoben werden und die unbelasteten Sparren d o und c o größere Druckspannungen erleiden. Es kommen demnach für einseitige Belastung zunächst nur die

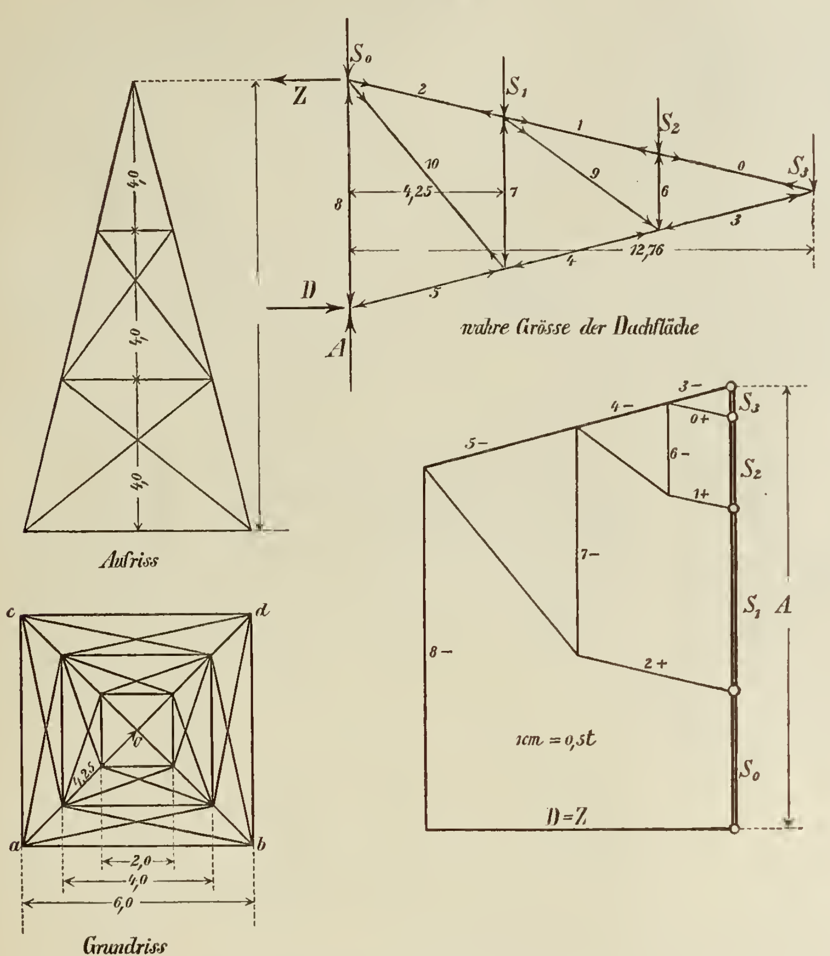
---

1) Bei gegen den Horizont geneigter Windrichtung wird auch auf diese Fläche noch eine geringe Windbelastung entfallen, welche aber so unbedeutend ist, daß sie vernachlässigt werden kann.

Horizontalkräfte (Ringspannungen) in betracht. Die Ringspannungen in Fläche a o b heben sich der Symmetrie halber auf. Dagegen bleiben die Ringspannungen in den Feldern a o c und b o d übrig.

Dieselben beanspruchen diese Felder als Freiträger, welche in den Fußpunkten a und b durch Verankerungen festgehalten werden müssen, wenn nicht die in den Sparren

Fig. 380 a—d.



a o und o b entstehenden Zugspannungen durch die aus Eigengewicht nach § 1 sich ergebenden Druckspannungen aufgehoben werden.

Die Größe der Ringspannungen ergibt sich für Schneelast aus den Gleichungen (3—6).

Der Winddruck aus der Dachfläche a o b beträgt in jedem Knotenpunkt der Sparren a o b

$$W = w \frac{f}{2} \sin \eta \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (10)^{1)}$$

1) Bei Pyramiden mit regelmäßigem Vieleck als Grundriß. Bei unregelmäßigen Grundrissen ist an Stelle von $\frac{f}{2}$ der auf den Knotenpunkt entfallende Teil der vom Winde getroffenen Dachfläche einzusetzen.

(vgl. S. 14, d), worin für w = 120 kg bei gewöhnlichen, = 150 kg bei Turmdächern einzusetzen ist, während η den Neigungswinkel zwischen Windrichtung und Dachfläche, f die Lastfläche eines Ringes bedeutet. Der auf die Dachflächen a o c und b o d entfallende Winddruck ist sehr gering und kann vernachlässigt werden. Die Kraft W ist senkrecht zur Dachfläche a o b gerichtet und läßt sich in eine Horizontalkraft

$$\varrho = W \sin \alpha \parallel (\alpha = \text{Neigungswinkel der Dachfläche } a o b) \quad . \quad (11)$$

und eine Vertikalkraft

$$v = W \cos \alpha \quad . \quad . \quad . \quad (12)$$

zerlegen. Letztere ist nach Gleichung (2—6), S. 265 in eine Sparrenkraft und in die Ringkräfte zu zerlegen, indem statt P || v eingesetzt wird.

Die sich hieraus ergebende Ringspannung R_1 wirkt in Gemeinschaft mit ϱ in den Ringstücken der Dachflächen a o c und b o d, während die in der Dachfläche a o b wirkenden Ringkräfte R_2 sich aufheben. Bei quadratischem Grundriß ist $R_1 = R_2$.

Ebensowohl, wie auf rechnerischem Wege, lassen sich die Ringspannungen auch durch Zeichnung, wie oben angegeben, ermitteln. —

Beispiel 1. Steiles Turmdach von den aus Fig. 380 ersichtlichen Abmessungen.

Es ist:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{12}{3} = 4{,}0; \ \alpha = 75^0 58';$$

$$\sin \alpha = 0{,}97 = \text{rund } 1;$$

$$\sin(\alpha + 10) = \text{rund } 1;$$

$$\beta_1 = \beta_2 = 45^0; \ \sin \beta = 0{,}707.$$

$$\operatorname{tg} \gamma = \frac{12}{4{,}25} = 2{,}83; \ \gamma = 70^0 32';$$

$$\sin \gamma = 0{,}94.$$

Ferner die Größe der auf die Knotenpunkte entfallenden Dachflächen: [2])

$$f_0 = 6 \, . \, 2 = 12 \text{ qm}$$

$$f_1 = 4 \, . \, 4 = 16 \text{ „}$$

$$f_2 = 2 \, . \, 4 = 8 \text{ „}$$

$$f_3 = \frac{2 \, . \, 4}{3} = 2{,}7 \text{ „}$$

Schneelast kommt bei der Steilheit des Daches nicht in betracht.

Nun ist nach Gleichung (11)

$$W = 150 \, . \, \frac{f}{2} \sin(\alpha + 10) = \text{rund } 75 \, f$$

2) Indem näherungsweise bei der steilen Dachneigung die Vertikalprojektion der Dachfläche für die Dachfläche selbst gesetzt wird.

$$\varrho = W \,.\, \sin\alpha = \text{rund } 75 \text{ f}$$

$$v = W\cos\alpha = \text{annähernd Null},$$

demnach auch

$$R_1 \text{ und } R_2 = \text{Null}.$$

Nunmehr ist:

$$\varrho_0 = 75\,.\,12 = 900 \text{ kg}$$

$$\varrho_1 = 75\,.\,16 = 1200 \text{ „}$$

$$\varrho_2 = 75\,.\ \ 8 = 600 \text{ „}$$

$$\varrho_3 = 75\,.\,2{,}7 = 200 \text{ „}$$

Mit diesen Kräften werden die als Fachwerkträger anzusehenden Dachflächen a o c und b o d (Fig. 379 b) belastet.

$$\beta = \beta_1 = 45^0 \,\|\, \sin\beta = \cos\beta = 0{,}707$$

$$\mathrm{tg}\,\gamma = \frac{3{,}0}{7{,}07} = 0{,}425;\ \gamma = 23^0;\ \sin\gamma = 0{,}39.$$

Ferner ergeben sich die auf die Knotenpunkte entfallenden Dachflächen zu:

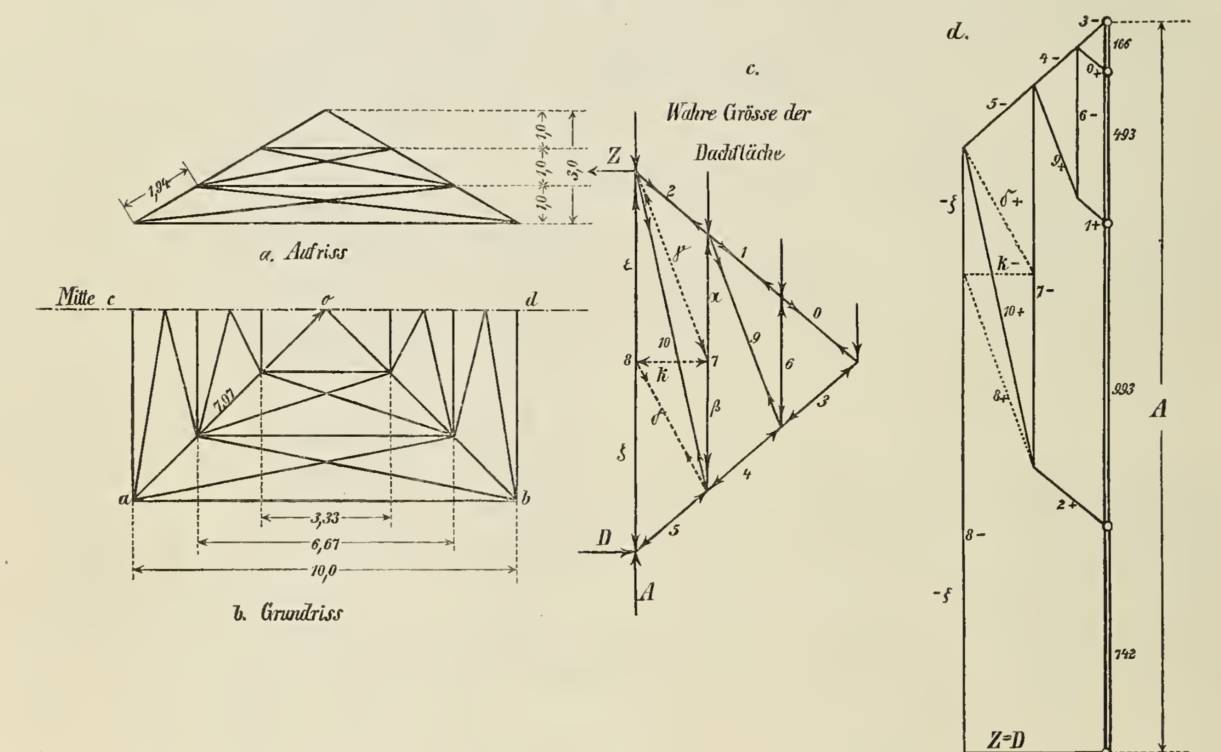
$$f_0 = \frac{1{,}94\,.\,10{,}0}{2} = 9{,}7 \text{ qm}$$

$$f_1 = 1{,}94\ .\ 6{,}67 = 12{,}95 \text{ „}$$

$$f_2 = 1{,}94\ .\ 3{,}33 = 6{,}46 \text{ „}$$

$$f_3 = \frac{1{,}94\ .\ 3{,}33}{3} = 2{,}15 \text{ „}$$

Fig. 381.



Die hierdurch in den Sparren, Ringen und Diagonalen dieser Felder entstehenden Spannungen wurden in Fig. 380 c u. d durch Zeichnen des Kräfteplanes (vgl. Kap. 6, S. 112) ermittelt.

Die Diagonalspannungen sind nun ohne weiteres für die Abmessungen dieser Stäbe maßgebend, während den Spannungen der Sparren und Ringe außerdem die nach § 1 zu ermittelnden Spannungen aus Eigengewicht hinzuzuzählen sind.

Beispiel 2. Flache Pyramide von den aus Fig. 381 ersichtlichen Abmessungen:

$$\mathrm{tg}\,\alpha = \frac{3{,}0}{5{,}0} = 0{,}6;\ \alpha = 31^0;\ \sin\alpha = 0{,}515;$$

$$\sin(\alpha + 10) = 0{,}656;$$

Schneelast:

$$s = f\underbrace{\cos\alpha}_{0{,}857}.\,40 = 34{,}3 \text{ f},$$

demnach

$$s_0 = 333;\ s_1 = 444;\ s_2 = 222;\ s_3 = 74 \text{ kg}$$

und nach Gleichung (3)

$$H = \frac{s}{\mathrm{tg}\,\gamma} = 2{,}35 \text{ s}$$

ferner nach Gleichung (6)

$$R = \frac{H}{2\cos\beta} = 1{,}66 \text{ s}$$

mithin:

$$R_0 = 553,\ R_1 = 739,\ R_2 = 369,\ R_3 = 123$$

Windlast normal zur Dachfläche aoc:

$$W = 120 \frac{f}{2} \underbrace{\sin(\alpha + 10)}_{0,656} = 39{,}35\ f$$

mithin:

$W_0 = 382$, $W_1 = 510$, $W_2 = 254$, $W_3 = 85$ kg.

Ferner ist ϱ nach Gleichung (12)

$$= W \sin\alpha = 0{,}515\ W$$

$\varrho_0 = 197$, $\varrho_1 = 263$, $\varrho_2 = 131$, $\varrho_3 = 44$ kg;

und v nach Gleichung (13)

$$= W \cos\alpha = 0{,}857\ W,$$

woraus

$v_0 = 328$, $v_1 = 437$, $v_2 = 218$, $v_3 = 73$ kg.

Nach Gleichung (2), S. 265 ergibt sich

$$S = \frac{v}{\sin\gamma} = 2{,}57\ v$$

$S_0 = 840$, $S_1 = 1120$, $S_2 = 559$, $S_3 = 187$ kg.

Nun ist nach Gleichung (3) und (6)

$$R = 1{,}66\ v$$

und demnach

$R_0 = 545$, $R_1 = 728$, $R_2 = 362$, $R_3 = 122$ kg.

Die Ringe in der Dachfläche aob werden nun beansprucht durch die Druckkräfte R aus Schnee und Wind. Die Ringe in den Dachflächen aoc und bod durch die einseitigen Ringkräfte R aus Schnee und ϱ + R aus Wind.

In Fig. 381 c/d sind die Spannungen in den Dachflächen für Winddruck graphisch ermittelt.

Da

$$\frac{R\,(\text{Schnee})}{R + \varrho\,(\text{Wind})} = \frac{553}{545 + 197} = 0{,}75,$$

so erhält man die Spannungen aus Schnee, wenn man die Windspannungen mit diesem Wert von 0,75 multiplizirt.

Die gefundenen Spannungszahlen sind nunmehr mit denen aus gleichförmig verteiltem Schnee und Eigengewicht, welche nach § 1 ermittelt werden, in Vergleich zu ziehen.

In Fig. 381 sind die Diagonalen bereits so flach, daß abgesehen von den sich ergebenden hohen Spannungen die Wirksamkeit derselben stark beeinträchtigt ist. Diesem Übelstand läßt sich durch die in Fig. 381c punktirt gezeichnete Teilung des Netzwerkes im unteren Feld begegnen; die entsprechenden Spannungen sind aus den punktirten Linien im Kräfteplan Fig. 381d zu ersehen.

* * *

Wirkt der Winddruck nicht senkrecht zu einer der vier Seiten der Grundfläche, sondern in Richtung der Diagonale (W_1 in Fig. 379), so werden die Beanspruchungen geringer, was aus folgender Betrachtung hervorgeht:

Die auf die Knoten des Sparrens a-o bez. d-o entfallende Windlast verhält sich zu der bei senkrecht gegen Seite a-b gerichtetem Wind entstehenden Knotenlast wie der sin der bezüglichen Neigungswinkel. Da der Neigungswinkel bei senkrecht zu a-b bez. a-c gerichtetem Wind größer ist, als bei diagonaler, oder irgendwie anderer Windrichtung, so sind mithin auch die Knotenlasten in ersterem Falle am größten, und demzufolge auch die in den Ringen der unbelasteten Nachbarfelder entstehenden einseitigen Ringkräfte. Dagegen findet bei diagonaler Windrichtung eine einseitige Beanspruchung auch der Dachfelder aob und bod statt. — Die einseitige Windwirkung bewirkt mithin die größten Spannungen dann, wenn der Wind senkrecht zur Traufe eines Feldes gerichtet ist, während bei diagonaler Richtung zwar eine größere Anzahl von Feldern einseitig beansprucht wird, diese Beanspruchungen aber geringer sind als bei der ersteren Belastungsart, welche mithin der Berechnung stets zu Grunde zu legen ist. Der vorstehende Satz läßt sich in gleicher Weise wie für die vierseitige auch für jede beliebige vielseitige Grundfläche nachweisen. Je mehr Seiten jedoch vorhanden sind, desto mehr nähern sich beide Grenzfälle. Der Unterschied ist demnach am größten bei der vierseitigen Pyramide und wird Null beim Kegel. — —

Da bei der obigen Behandlung der vierseitigen Pyramide bei einseitiger Belastung sämtliche Kräfte lediglich in den Mantelflächen wirken, und die Spitze keine Lasten auf andere Flächen zu übertragen hat, so wird die Standsicherheit nicht beeinträchtigt, wenn die Spitze bis zu einem beliebigen Ring abgehoben wird. Die Behandlung der vierseitigen Zeltdächer mit Laternenring ist demnach dieselbe, wie bei den mit Spitze versehenen Dächern.

§ 4.

Pyramiden mit vielseitiger Grundfläche.

Je mehr Seiten die Grundfläche eines Zeltdaches besitzt, um so größer wird die Ringspannung in den einzelnen Feldern und um so geringer die Wirksamkeit der einzelnen Dachflächen als Freiträger, beziehungsweise um so stärker die in den einzelnen Stäben auftretende Spannung. Wie bereits im § 3 ausgeführt, läßt sich die Spannung der Stäbe nicht unerheblich vermindern, wenn man mit Hilfe der Spitze, oder eines versteiften Laternenringes die vom Wind nicht beanspruchten Dachflächen zur Mitwirkung heranzieht.

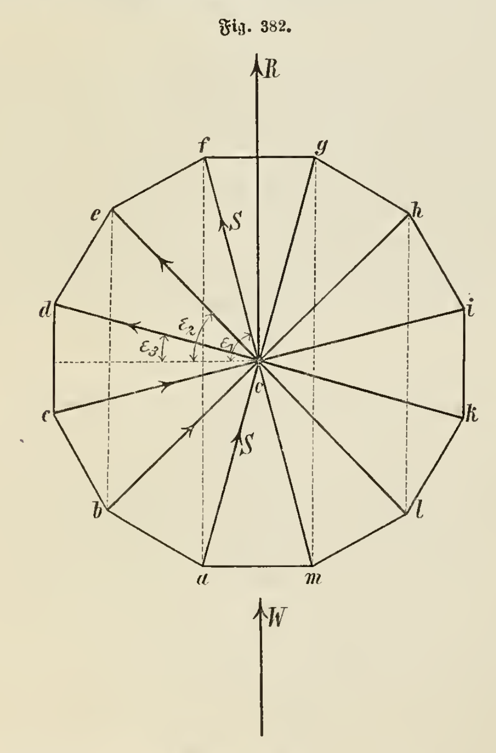
Betrachten wir zunächst die mit einer Spitze versehenen Zeltdächer. Die Ringspannungen aus Schnee sind hierbei in sämtlichen belasteten Feldern gleich groß und heben sich daher gegenseitig auf. Dagegen bleiben in den zwischen der belasteten und unbelasteten Dachfläche belegenen Grenzfeldern die aus den belasteten Knotenpunkten herrührenden Ringspannungen übrig.

Die Ringspannungen aus Wind sind in jedem der belasteten Felder verschieden und abhängig von dem veränderlichen Neigungswinkel η zwischen Windrichtung und Dachfläche. Der Unterschied der Spannungen zweier benachbarter Knotenpunkte ist indes am größten gleichfalls in den Grenzfeldern, d. h. in den Feldern, deren Grundlinien der Windrichtung parallel laufen. Die größten einseitigen Ringschübe wirken also in diesen Feldern. —

Man sehe nun sämtliche Felder des Daches, in welchen Ringspannungen übrig bleiben, als Träger auf zwei Stützen an, deren eines Auflager B durch die Fußlinie, deren anderes A durch die Spitze gebildet wird. Man erhält dann in der Spitze eine Anzahl von horizontalen Auflagerdrucken A, welche den einzelnen Dachflächen entsprechen und in deren Ebenen wirken.

Sämtliche Auflagerdrucke A kann man zu einer Mittelkraft R_1 vereinigen, welche in der Windrichtung wirkt und den gesamten auf die Spitze entfallenden Schub aus einseitiger Wind- und Schneelast darstellt. Dieser Schub wird nun auf sämtliche Sparren in der Weise verteilt, daß jedes in der Windrichtung gelegene Sparrenpaar (a o f, b o e, c o d in Fig. 382) gleiche Spannung erhält.

Fig. 382.



Nun beträgt die Spannung eines durch eine horizontale Kraft t in der Windrichtung beanspruchten Sparrenpaares

$$S = \frac{t}{2 \sin \varepsilon},$$

wenn ε die Hälfte des von zwei gegenüberliegenden Sparren eingeschlossenen Spitzenwinkels darstellt.

Mithin ist, wenn die Spannungen in sämtlichen Sparren gleich groß sein sollen, zu setzen:

$$R = 2 \Sigma t = 4 S (\sin \varepsilon_2 + \sin \varepsilon_2 + \ldots \sin \varepsilon_n) \quad . \; (13)$$

woraus die Sparrenspannung

$$S = \frac{R}{4 (\sin \varepsilon_1 + \sin \varepsilon_2 + \ldots . \sin \varepsilon_n)} \quad . \; (14)$$

folgt.

In den Sparren der belasteten Dachfläche ist S Zug-, in den unbelasteten Sparren Druckspannung. Die erstere kommt nur dann in betracht, wenn sie größer wird, als die Druckspannung der Sparren aus Eigengewicht, da in diesem Falle eine Verankerung des Auflagers erforderlich wird. — Die Stäbe in den Feldern der belasteten Dachfläche erhalten außer diesen Spannungen, welche wir Y-Spannungen nennen wollen, noch weitere X-Spannungen, welche durch die vorerwähnte Übertragung der übrig bleibenden Ringspannungen auf Fuß und Spitze entstehen. Am stärksten werden hierbei die Grenzfelder zwischen belasteter und unbelasteter Dachfläche beansprucht, da hier die zu übertragenden Ringspannungen am größten sind.

Es ist daher nötig nur für diese Felder die X-Spannungen zu ermitteln. Dagegen genügt es für die übrigen belasteten Felder die Schubanteile in der Spitze zu bestimmen. Es sind dies nur Windspannungen, da der ganze Schneeschub lediglich in den Grenzfeldern zur Geltung kommt. Diese Schubspannungen aus Wind sind indes stets kleiner, als diejenigen der Grenzfelder, man rechnet daher einfacher und sicherer, wenn man dieselben ebenfalls gleich dem Schubanteil der Grenzfelder annimmt.

Nach vorstehendem ergibt sich folgender Gang der Berechnung:

1) Bestimmung der in den Sparren wirkenden Seitenkräfte aus einseitigem Schnee- und Winddruck (Z-Spannungen). Bei steilen Dächern sind diese zu vernachlässigen.

2) Bestimmung der Ringspannungen in den Grenzfeldern.

3) Jedes der beiden Grenzfelder ist als Fachwerkträger mit Auflager am Fuß und der Spitze anzusehen, welcher durch die unter 2 ermittelten Ringspannungen belastet wird. Ermittelung der Auflagerdrucke und der X-Spannungen.

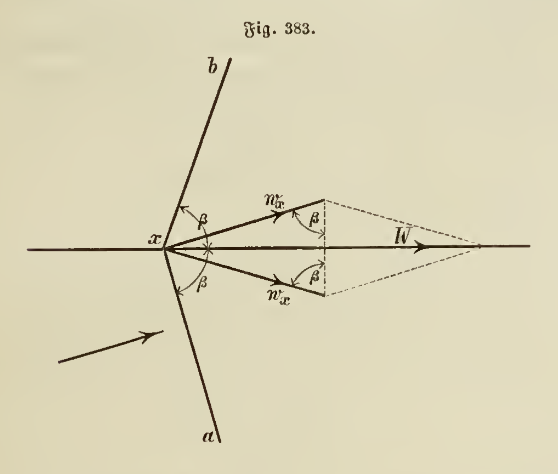
4) Bestimmung des Auflagerdruckes R in der Spitze und der hierdurch hervorgerufenen Sparrenkraft t (Y-Spannungen).

5) Schließlich ist zu untersuchen, ob die sich entgegenwirkenden Ringspannungen der in der Windrichtung liegenden Dachfelder nicht größer sind, als die Ringspannungen der Grenzfelder. Die größten Spannungen sind selbstredend für die Querschnittbestimmung maßgebend.

Die Ermittelung der Sparren- und Ringkräfte aus der Schneebelastung erfolgt hierbei nach Gleichung (2)—(6),

(S. 265). Die Ermittelung derselben Kräfte aus **Windbelastung** würde genau in der auf S. 268 für die vierseitigen Pyramiden angegebenen Weise zu erfolgen haben, dieselbe läßt sich jedoch bei den regelmäßigen Vielecken mit unerheblichen Abweichungen auf nachfolgende Weise bedeutend vereinfachen. Zunächst machen wir die gegen die Wirklichkeit ungünstigere Annahme, daß die aus beiden aneinander stoßenden Dachflächen auf einen Knotenpunkt entfallenden Windlasten gleich groß und zwar gleich dem größeren der beiden Lastanteile sind. Alsdann fällt die Mittelkraft beider Lastanteile bei regelmäßigen Vielecken in die Sparrenebene. Ist demnach der in Punkt x (Fig. 383) aus der Fläche x-a entfallende Winddruck $= w_x$, so wird auch der aus

Fig. 383.



Fläche x-b herrührende Druck ebenfalls $= w_x$ gesetzt, obgleich derselbe in Wirklichkeit geringer ist. Die Größe des Winddruckes W auf einen beliebigen Knotenpunkt x ergibt sich alsdann zu

$$W = 2 \,.\, w_x \,.\, \sin\beta \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (15)$$

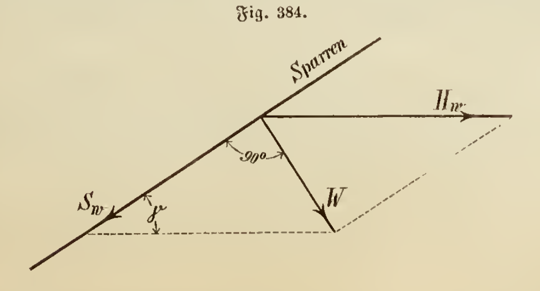
und, da

$$w_x = w \,.\, \frac{f_x}{2} \,.\, \sin\eta$$

$$W = w\, f_x \,.\, \sin\eta \,.\, \sin\beta \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (16)$$

Nunmehr ist die in der Sparrenrichtung wirkende Seitenkraft von W (Fig. 384), wenn ferner näherungsweise

Fig. 384.



angenommen wird, daß die Mittelkraft der Winddrücke senkrecht zum Gratsparren gerichtet ist:

$$S_w = \frac{W}{\operatorname{tg}\gamma} = \frac{w\, f_x \sin\eta \,.\, \sin\beta}{\operatorname{tg}\gamma} \quad . \quad . \quad . \quad (17)$$

und die in der Ringebene wirkende horizontale Seitenkraft

$$H_w = \frac{W}{\sin\gamma} = \frac{w\, f_x \,.\, \sin\eta \,.\, \sin\beta}{\sin\gamma} \quad . \quad . \quad (18)$$

ferner die Ringkraft nach Gleichung (6)

$$R_w = \frac{H_w}{2\cos\beta} = \frac{w\, f_x \sin\eta \operatorname{tg}\beta}{2 \,.\, \sin\gamma} \quad . \quad . \quad (19)$$

Der sin des Neigungswinkels η zwischen Windrichtung und Dachfläche ist hierbei nach S. 14 (d):

$$\sin\eta = \cos\alpha \sin\beta + \sin\alpha \cos\beta \cos\gamma;$$

hierin ist

α = Neigungswinkel des Daches,
β = Neigungswinkel des Windes gegen den Horizont, gewöhnlich $= 10^0$,
γ = Winkel, welchen die Windrichtung im Grundriß mit der Fläche einschließt.

Wir wollen diesen Winkel, da mit γ bereits der Neigungswinkel des Sparrens bezeichnet ist $= \vartheta$ nennen, so daß

$$\sin\eta = \cos\alpha \sin 10 + \sin\alpha \cos 10 \,.\, \cos\vartheta \quad . \quad (20)$$

Beispiel 3. Achtseitiges, steiles Turmdach von den aus Fig. 385 a/b ersichtlichen Abmessungen. Schneelast kommt bei der steilen Dachneigung nicht in betracht, ebenso können aus demselben Grunde die Sparrenseitenkräfte aus Winddruck vernachlässigt werden.

Es sind daher nur die Ringspannungen aus Winddruck zu berücksichtigen.

Nach Gleichung (20) war

$$R_w = \frac{w\, f_x \sin\eta \operatorname{tg}\beta}{2 \,.\, \sin\gamma}.$$

Hierin ist w mit Rücksicht auf die hohe Lage = 150 kg,

$$\beta = 67^1/_2{}^0,\ \operatorname{tg}\beta = 2{,}414,\ \operatorname{tg}\gamma = \frac{24}{4} = 6{,}0 \parallel \gamma = 80^0 32' \parallel$$

$$\sin\gamma = 0{,}986.$$

In den Grenzfeldern h o g und c o d bleibt die Differenz zwischen den Ringspannungen zu ermitteln, wobei die auf den Sparren g o d entfallenden sehr geringen Spannungen vernachlässigt werden. Für Sparren h o c ist $\vartheta = 45^0$, mithin, da

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{24}{3{,}69} = 6{,}50;\ \alpha = 81^0\,16';\ \sin\alpha = 0{,}988$$

$$\sin 10 = 0{,}174;\ \cos 10 = 0{,}985;\ \cos\alpha = 0{,}152$$

nach Gleichung (20)

$$\sin\eta = 0{,}152 \,.\, 0{,}174 + 0{,}988 \,.\, 0{,}985 \,.\, 0{,}707 = 0{,}714.$$

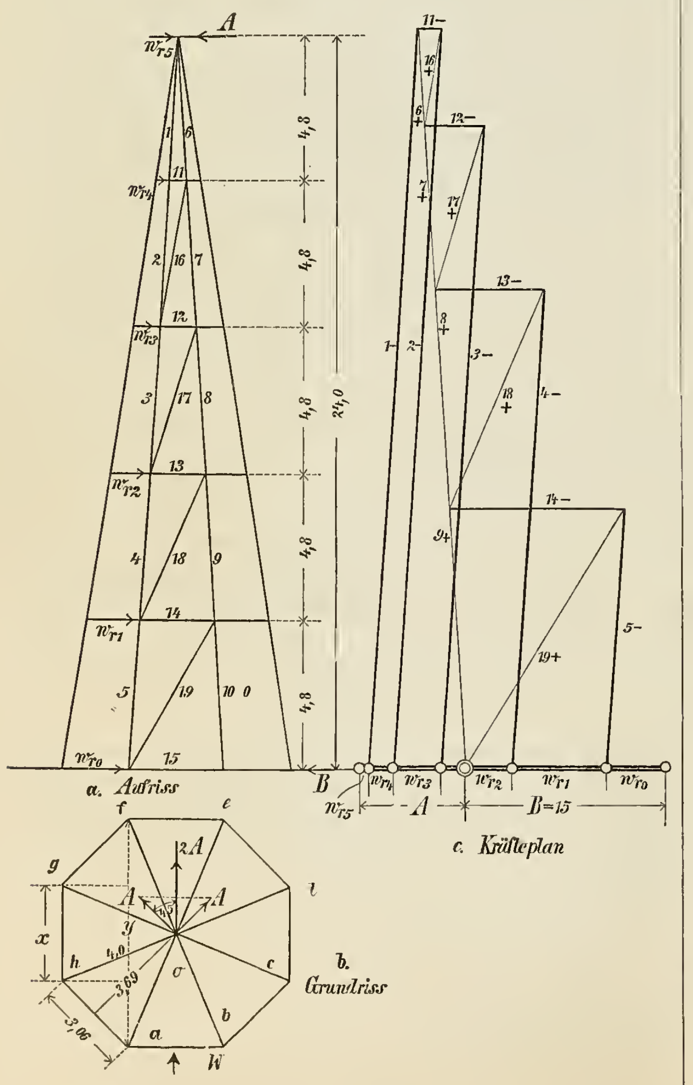
Demnach übrig bleibende größte Ringspannung aus Winddruck nach Gleichung (19)

$$R_w = \frac{150\, f_x \,.\, 0{,}714 \,.\, 2{,}414}{2 \,.\, 0{,}986} = \text{rund } 130\, f_x.$$

Man kann nun bei der Steilheit des Daches ohne nennenswerten Fehler die Vertikalprojektion der Dachfläche für die wirkliche Dachfläche setzen. Dann ist

$f_0 = \frac{3{,}06 \cdot 4{,}8}{2} = 7{,}35$	$R_0 = 955$ kg
$f_1 = 2{,}45 \cdot 4{,}8 = 11{,}76$	$R_1 = 1530$ „
$f_2 = 1{,}84 \cdot 4{,}8 = 8{,}84$	$R_2 = 1150$ „
$f_3 = 1{,}22 \cdot 4{,}8 = 5{,}85$	$R_3 = 762$ „
$f_4 = 0{,}61 \cdot 4{,}8 = 2{,}92$	$R_4 = 380$ „
$f_5 = \frac{0{,}61 \cdot 4{,}8}{3} = 0{,}98$	$R_5 = 130$ „
	Summe 4907 kg

Fig. 385a—c.



Die Kräfte w_r beanspruchen nun die Grenzflächen nach Fig. 385a.

Es ergeben sich die Auflagerdrucke:

$$A + B = \Sigma R_w = 4907 \text{ kg}.$$

Momentengleichung für die Spitze als Drehpunkt:

$$B = \frac{4{,}8\,(5 \cdot 955 + 4 \cdot 1530 + 3 \cdot 1150 + 2 \cdot 762 + 1 \cdot 380)}{5 \cdot 4{,}8} = 3250$$

$$A = 4907 - 3250 = 1657.$$

Nach S. 273 ist der gleiche Schub A auch für die Dachflächen a h o und b c o anzusetzen. Demnach wirken in der Spitze die aus Fig. 385b ersichtlichen vier horizontalen Kräfte A, welche sich zu einer in der Windrichtung wirkenden Mittelkraft

$$R = 2\,A\,(1 + \sin 45) =$$
$$2 \cdot 1657\,(1 + 0{,}707) = \text{rund } 5660 \text{ kg}$$

vereinigen.

Diese Kraft ist zu zerlegen nach den vier Sparrenpaaren: f o a, e o b, g o h und d o c und zwar ist nach Gleichung (14) die Spannung in jedem einzelnen Sparren

$$S_y = \frac{5660}{4 \cdot (\sin \varepsilon_1 + \sin \varepsilon_2)}.$$

Nun ist nach Fig. 385b

$$\sin \varepsilon_1 = \frac{y}{21},\ \sin \varepsilon_2 = \frac{x}{21}$$

(l = Seitenlänge der Pyramide)

$$x = 3{,}06;\ y = 3{,}06 + 2 \cdot 3{,}06 \cdot 0{,}707 = 7{,}39$$

$$l = \frac{24}{\sin \gamma} = 24{,}4,$$

mithin

$$\sin \varepsilon_1 = \frac{3{,}06}{2 \cdot 24{,}4} = 0{,}063$$

$$\sin \varepsilon_2 = \frac{7{,}39}{2 \cdot 24{,}4} = 0{,}152$$

und demnach:

$$S_y = \frac{5660}{4\,(0{,}063 + 0{,}152)} = 6580 \text{ kg}.$$

Bezeichnen wir nunmehr die Spannungen aus Eigengewicht mit e, so ergeben sich die größten Sparrendrücke in den Sparren o f - o e = $S_y + S_e$; die größten Ringspannungen in dem vom Wind im Grundriß senkrecht getroffenen Felde a b o = $R_w + R_e$. (R_w ist aus Gleichung (19) zu ermitteln, indem für $\sin \eta \parallel \sin (\alpha + 10)$ gesetzt wird.)

Die größten Diagonalspannungen D_x entstehen in den Grenzfeldern h o g und c o d und sind aus dem Kräfteplan Fig. 382c zu entnehmen. In den Sparren auf der Windseite tritt Zugspannung auf, wenn $S_y - S_e > 0$.

In diesem bei allen einigermaßen steilen Dächern eintretenden Falle sind die Sparren mit dem Mauerwerk zu verankern.

Beispiel 4. Flaches 12seitiges Zeltdach von den aus Fig. 386 ersichtlichen Abmessungen.

$\operatorname{tg}\alpha = \frac{6{,}0}{9{,}66} = 0{,}622$; $\alpha = 31^0 52'$; $\sin\alpha = 0{,}528$; $\cos\alpha = 0{,}849$

$\operatorname{tg}\gamma = \frac{6{,}0}{10{,}0} = 0{,}600$; $\gamma = 30^0 58'$; $\sin\gamma = 0{,}514$; $\cos\gamma = 0{,}857$

$\beta = 75^0$; $\sin\beta = 0{,}966$; $\cos\beta = 0{,}259$; $\operatorname{tg}\beta = 3{,}732$.

1. Seitenkräfte der Knotenlasten im Sparren.

Aus Schneelast nach Gleichung (2):

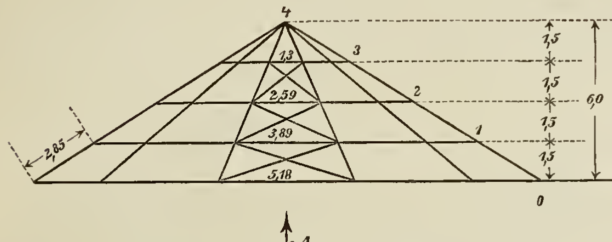
$$S_s = \frac{40\,f \,.\, \cos\alpha}{\sin\gamma} = 66\,f.$$

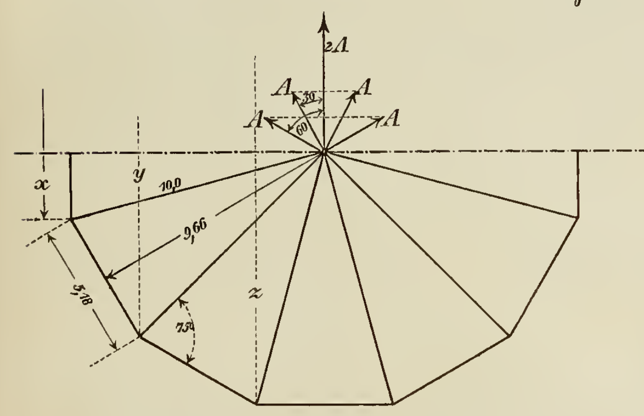
Aus Winddruck nach Gleichung (17):

$$S_w = \frac{w f \sin\eta \sin\beta}{\operatorname{tg}\gamma} = \text{rund } 200\,.\,f\,.\,\sin\eta,$$

wenn w = 120 kg angenommen wird.

Fig. 386a und b.





Von Wichtigkeit ist nur der größte Druck in den der Windseite zunächst liegenden Sparren. Hier ist

$$\sin\eta = \sin(\alpha + 10) = 0{,}667$$

und demnach

$$S_w = 200\,.\,f\,.\,0{,}667 = 133\,f.$$

Nun ist:

$f_0 = \frac{2{,}85\,.\,5{,}18}{2} = 7{,}38$	$S_{s_0} = 487$	$S_{w_0} = 983$
$f_1 = 2{,}85\,.\,3{,}89 = 11{,}10$	$S_{s_1} = 733$	$S_{w_1} = 1480$
$f_2 = 2{,}85\,.\,2{,}59 = 7{,}39$	$S_{s_2} = 487$	$S_{w_2} = 983$
$f_3 = 2{,}85\,.\,1{,}30 = 3{,}71$	$S_{s_3} = 245$	$S_{w_3} = 494$
$f_4 = \frac{2{,}85\,.\,1{,}30}{3} = 1{,}24$	$S_{s_4} = 82$	$S_{w_4} = 165$

und hieraus nach Gleichung (7), oder graphisch nach Fig. 375:

Druck (Z=Spannung) im Sparren	aus einseitiger Schneelast kg	aus Winddruck kg
3—4	82	165
2—3	327	659
1—2	814	1642
0—1	1547	3122
schiefer Auflagerdruck im Punkt 0	2034	4105

2. Ringseitenkräfte:

Aus Schneelast nach Gleichung (6):

$$R_s = \frac{H}{2\cos\beta} = \text{rund } 2\,H$$

$$H \text{ nach Gleichung (3)} = \frac{40\,f\cos\alpha}{\operatorname{tg}\gamma} = 57\,f;$$

demnach

$$R_s = 114\,f.$$

Aus Winddruck nach Gleichung (19):

$$R_w = \frac{120\,f \sin\eta\,\operatorname{tg}\beta}{2\,.\,\sin\gamma} = 435\,f\sin\eta.$$

Es kommen nur die auf die Sparren in den Grenzfeldern entfallenden Lasten in Frage. Hierfür ist

$\vartheta = 60^0$; $\cos\vartheta = 0{,}5$; beziehungsw. $\vartheta = 90^0$; $\cos\vartheta = 0$.

$$\sin\eta = \cos\alpha \sin 10 + \sin\alpha \cos 10 \cos\vartheta.$$

Hiernach ergibt sich

$\sin\eta$ für das vorletzte Grenzfeld

$= 0{,}849\,.\,0{,}174 + 0{,}528\,.\,0{,}984\,.\,0{,}5 = 0{,}41$

$\sin\eta$ für das Grenzfeld $= 0{,}849\,.\,0{,}174 \;.\;.\;.\;. = \underline{0{,}15}$

Differenz . . = 0,26.

Demnach $R_w = 435\,.\,0{,}26\,f = 113\,f.$

Die sich hiernach ergebenden Ringspannungen sind in folgender Tabelle zusammengestellt:

Knotenpunkt Nr.	Lastfläche f qm	Ringspannungen aus Schnee kg	Ringspannungen aus Wind kg
0	7,38	842	835
1	11,1	1270	1260
2	7,39	843	836
3	3,71	423	420
4	1,24	141	140

Diese Ringspannungen belasten die als Fachwerkträger auf zwei Stützen (Spitze und Auflager) wirkenden Grenzfelder. Demnach Schub in der Spitze:

aus Schnee:

$$A_s = \frac{2{,}85(4\,.\,141 + 3\,.\,423 + 2\,.\,843 + 1\,.\,1270)}{4\,.\,2{,}85} = 1197\,\text{kg}$$

aus Wind:

$$A_w = \frac{2{,}85(4\,.\,140 + 3\,.\,420 + 2\,.\,836 + 1\,.\,1260)}{4\,.\,2{,}85} = 1188\,\text{kg}.$$

Der Schub A_s wirkt nur in der Spitze der beiden Grenzfelder, während der Schub A_w außerdem in der Spitze der dem Grenzfeld benachbarten beiden Felder der Lastfläche anzusetzen ist. Demnach ergibt sich der Gesamtschub aus Schnee

$$= 2 \,.\, A_s = 2394 \text{ kg},$$

aus Wind nach Fig. 386b

$$= 2\, A_s\, (1 + \underbrace{\cos 30}_{0{,}866} + \underbrace{\cos 60}_{0{,}500}) = 5622.$$

Und die hierdurch hervorgerufenen Sparrenkräfte (Y-Spannungen) nach Gleichung (14):

$$S_{Schnee} = \frac{2394}{4\,(\sin \varepsilon_1 + \sin \varepsilon_2 + \sin \varepsilon_3)}$$

$$S_{Wind} = \frac{5622}{4\,(\sin \varepsilon_1 + \sin \varepsilon_2 + \sin \varepsilon_3)}.$$

Alsdann sind die Spannungen aus Eigengewicht und voller Schneelast mit den X-, Y- und Z-Spannungen aus einseitiger Last in einer übersichtlichen Tabelle zusammenzustellen und aus dieser die ungünstigsten Spannungen der Stäbe, welche für die Querschnittsbestimmung maßgebend sind, zu ermitteln.

§ 5.

Zeltdächer mit Laternenring (abgestumpfte Pyramide).

Vielfach fehlt bei Zelt- und Kuppeldächern die Spitze. Die Sparren lehnen sich in diesem Falle gegen einen Schlußring, welcher gewöhnlich einen Laternenaufsatz trägt.

Wir haben bereits im § 1 gesehen, daß bei Eigengewicht und überhaupt bei jeder symmetrisch um die Achse eines Daches von regelmäßiger Grundfläche gruppirten Belastung die Standsicherheit und die Berechnungsart durch die Wegnahme der Spitze nicht geändert wird. Auch bei Winddruck bleibt die in § 3 für vierseitigen Grundriß angegebene Berechnungsweise die gleiche, wenn statt der Spitze ein Schlußring vorhanden ist, dagegen muß in diesem Falle die Berechnungsart bei vielseitigen Dächern nach § 4 einige Änderungen erfahren. Die Zerlegung der Kräfte geht hierbei in derselben Weise vor sich, wie bei den mit Spitze versehenen Dächern; ebenso die Berechnung der X-Spannungen, nur mit dem Unterschied, daß nicht die Spitze, sondern das oberste Ringstück als Auflager des einen Fachwerkträger bildenden Dachfeldes anzusehen ist.

Die für die verschiedenen Felder ermittelten Auflagerkräfte A, welche in den obersten Ringstücken wirken (Fig. 387a), werden demnächst zu einer Mittelkraft R vereinigt, welch letztere wieder nach den Ebenen der vorhandenen Seitenflächen in der Weise zerlegt wird, daß jede im Grundriß nicht

Fig. 387a—c.

a. b. c Kräfteplan

Nunmehr ist

$$\sin \varepsilon_1 = \frac{x}{2l};\ \sin \varepsilon_2 = \frac{y}{2l};\ \sin \varepsilon_3 = \frac{z}{2l}$$

$$x = 5{,}18;\ y = 14{,}2;\ z = 19{,}32;\ l = 11{,}70$$

$$\sin \varepsilon = \frac{5{,}18}{2 \,.\, 11{,}7} = 0{,}221;\ \sin \varepsilon_2 = \frac{14{,}2}{2 \,.\, 11{,}7} = 0{,}607;$$

$$\sin \varepsilon_3 = \frac{19{,}32}{2 \,.\, 11{,}7} = 0{,}825.$$

Demnach

$$S_{Schnee} = \frac{2394}{4(0{,}221 + 0{,}607 + 0{,}825)} = 363 \text{ kg}$$

$$S_{Wind} = \frac{5622}{4(0{,}221 + 0{,}607 + 0{,}825)} = 852 \text{ „}$$

Die X-Spannungen werden in derselben Weise wie bei Beispiel 3 graphisch bestimmt.

senkrecht zur Windrichtung stehende Dachfläche im obersten Ringstück den gleichen Schubanteil T erhält (Fig. 387 b u. c). Die einzelnen Seitenflächen sind nunmehr als Freiträger anzusehen, deren Endvertikale durch die Last T belastet wird. Es ergeben sich hieraus in sämtlichen Stäben des Feldes Spannungen, welche wir Y-Spannungen nennen. Die größten Druck- und Zugspannungen erhalten die in den Punkten a und d anfallenden Sparren, in allen übrigen Sparren heben sich die Y-Druck- und Zugspannungen zum Teil auf.

Die größten Spannungen in den Ringen ergeben sich als Summe der X- und Y-Spannungen, desgleichen die größten Spannungen der Diagonalen in den unteren Feldern, soweit nicht die Gegendiagonalen durch die X-Spannungen in Anspruch genommen werden. Ist letzteres der Fall, so stellt der größere Wert der X- und der Y-Spannungen die Grenzwerte der Diagonalspannung dar.

Bei den Ringen sind jedoch außerdem die in dem vom Wind (im Grundriß) senkrecht getroffenen Dachfeld entstehenden Ringkräfte, welche sich hier der Symmetrie halber aufheben, in Vergleich zu ziehen.

Die größten Spannungen in den Sparren (Druck) ergeben sich wie folgt:

Man bilde $Y_d - Y_z$ (unter Y_d wird der Druckwert eines Sparrenstückes, unter Y_z der Zugwert des gegenüberliegenden Sparrenstückes verstanden). Diese Differenz stellt den Druck in denjenigen Sparren dar, welche nicht die Windfelder begrenzen, also auch in den Sparren der Grenzfelder, für welche die X-Spannungen berechnet sind.

Der größte Sparrendruck entsteht in den durch X-Spannungen nicht belasteten Sparren der in der Windrichtung liegenden unbelasteten Dachfläche d-d. Diese Sparren erleiden eine Druckspannung $= Y_d$.

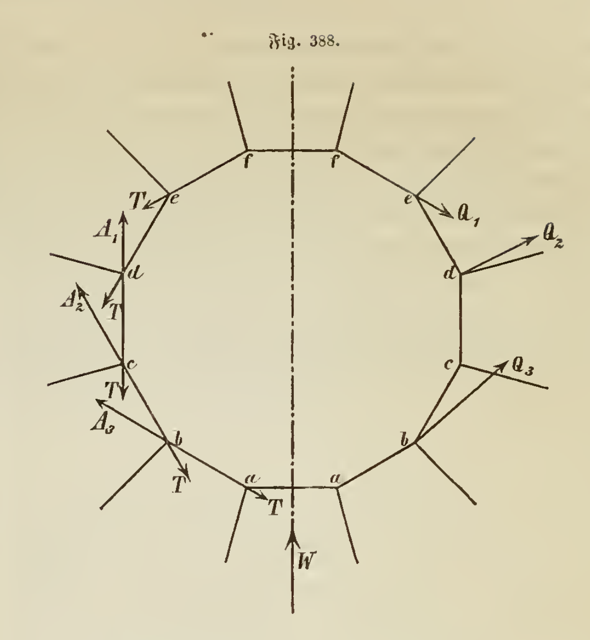
Der größte Sparrenzug entsteht in den den Drucksparren gegenüberliegenden Sparren der Windseite a-a und zwar ist bei sehr steilen Dächern unter Vernachlässigung der X- und Z-Spannungen diese Zugspannung $= Y_z$, bei flacheren Dächern unter Vernachlässigung der geringen X-Druckspannungen $= Y_z - Z_d$.

Ist $Z_d < Y_z$, so ist Verankerung der Sparren notwendig.

Damit die Verteilung des Schubes auf die einzelnen Felder in der besprochenen Weise vor sich gehen kann, muß der Ring derart steif hergestellt werden, daß er die Kräfte in der gewünschten Weise überträgt, ohne hierdurch Verschiebungen oder Verbiegungen zu erleiden. Die auf einen Ring wirkenden Kräfte sind aus Fig. 388 (links) ersichtlich. Dieselben heben sich zum Teil auf, so daß schließlich die in Fig. 388 (rechts) ersichtlichen Kräfte Q übrig bleiben.

Die Biegungsspannungen im Ring ermittelt man nun ähnlich wie bei den Bogenträgern (Kap. 7, § 3) mit Hilfe des Seilpolygons in folgender Weise:

Fig. 388.



Der Schlußring a-b-c ... m (Fig. 389 a, S. 378) werde durch die Kräfte P und P′ beansprucht. Letztere müssen, da sie im Gleichgewicht sind, ein geschlossenes Kräftepolygon 1-2-3 ... 6 (Fig. 389 b) bilden, ferner muß sich zwischen den Kraftrichtungen in Fig. 389 a ein geschlossenes Seilpolygon zeichnen lassen (vgl. S. 19).

Wir nehmen nun drei beliebige Punkte b, e und i des Ringes a-m als Gelenkpunkte an, dann muß, da diese Gelenke keine Biegung aushalten können, das Seilpolygon durch diese drei Punkte hindurchgehen. Es handelt sich demnach darum, den Pol o in Fig. 389 b zu finden, welcher diesem bestimmten, durch die drei Gelenke gelegten Seilpolygon entspricht. Wir legen hierbei die drei Gelenke so, daß je zwischen zwei Gelenken nur eine Kraft (P_1', P_3', P_2), die übrigen Kräfte P_1, P_3, P_2' in den Gelenkpunkten selbst angreifen.

Mithin ist beispielsweise die im Punkt h angreifende Kraft P_1' als Mittelkraft der übrigen Kräfte aufzufassen und es muß daher für jedes Seilpolygon, welches durch die Gelenkpunkte e und i gehen soll, der Schnittpunkt x der Verlängerung der äußersten Seiten dieses Polygons auf der Richtungslinie der Kraft P_1' liegen (vgl. S. 19).

Diese Betrachtung führt in einfacher Weise zur Ermittelung des Pols o für das Dreigelenkpolygon.

Man zieht in Fig. 389 a aus Punkt e den beliebigen Strahl e-x_1 und verbindet den Schnittpunkt x_1 mit Punkt i Zieht man demnächst zu den Strahlen e-x_1; i-x_1 aus Punkt 1 und 2 in Fig. 389 b die Parallelen 1-y_1 und 2-y_1, so ist y_1 der Pol für ein Seilpolygon, welches durch die Gelenkpunkte e und i geht. Ebenso Pol y_2, welcher in gleicher Weise durch Ziehen der Strahlen e-x_2; x_2-i in Fig. 389 a und der Parallelen 1-y_2; 2-y_2 ge-

funden wird. Auf der Verbindungslinie y_1-y_2 muß ein jeder Pol liegen, für welchen das zugehörige Seilpolygon durch die Gelenkpunkte e und i hindurchgehen soll. In ganz gleicher Weise findet man die Linie y_3-y_4 in Fig. 389 b als Ort der Pole für diejenigen Seilpolygone, welche durch die Gelenkpunkte b und i hindurchgehen. Der Pol o nun, welcher beide Bedingungen erfüllt, muß offenbar im Schnittpunkt der Linien y_1-y_2 und y_3-y_4 (Fig. 389 b) liegen. — Befinden sich zwischen zwei Gelenken mehr als eine äußere Kraft, so hat man diese Kräfte mit Hilfe des Seilpolygons zu einer Mittelkraft zu vereinigen, um in gleicher Weise vorgehen zu können. — Auch kann man selbstredend die für den Bogenträger (Kap. 7, § 3) angegebenen Verfahren zur Ermittelung des Dreigelenkpolygons anwenden.

Nachdem der Pol o gefunden, zeichnet man mit diesem das Dreigelenkpolygon e-s_1-i-s_2-b-s_3-e in Fig. 389 a. Die in den einzelnen Punkten des Ringes wirkenden Biegungsmomente ergeben sich dann, wie bekannt (vgl. S. 140 und S. 259), als Produkte zwischen den Abschnitten der Kraftlinien in Fig. 389 a und dem Polabstand in Fig. 389 b. Beispielsweise ist für Punkt h der Abschnitt der Kraftlinie P_1' mit dem Längenmaßstab gemessen = h-s_1; der Polabstand (Senkrechte von Pol o auf Kraft P_1') = z, mithin Moment in Punkt h:

$$M_h = (h\,s_1)\,z,$$

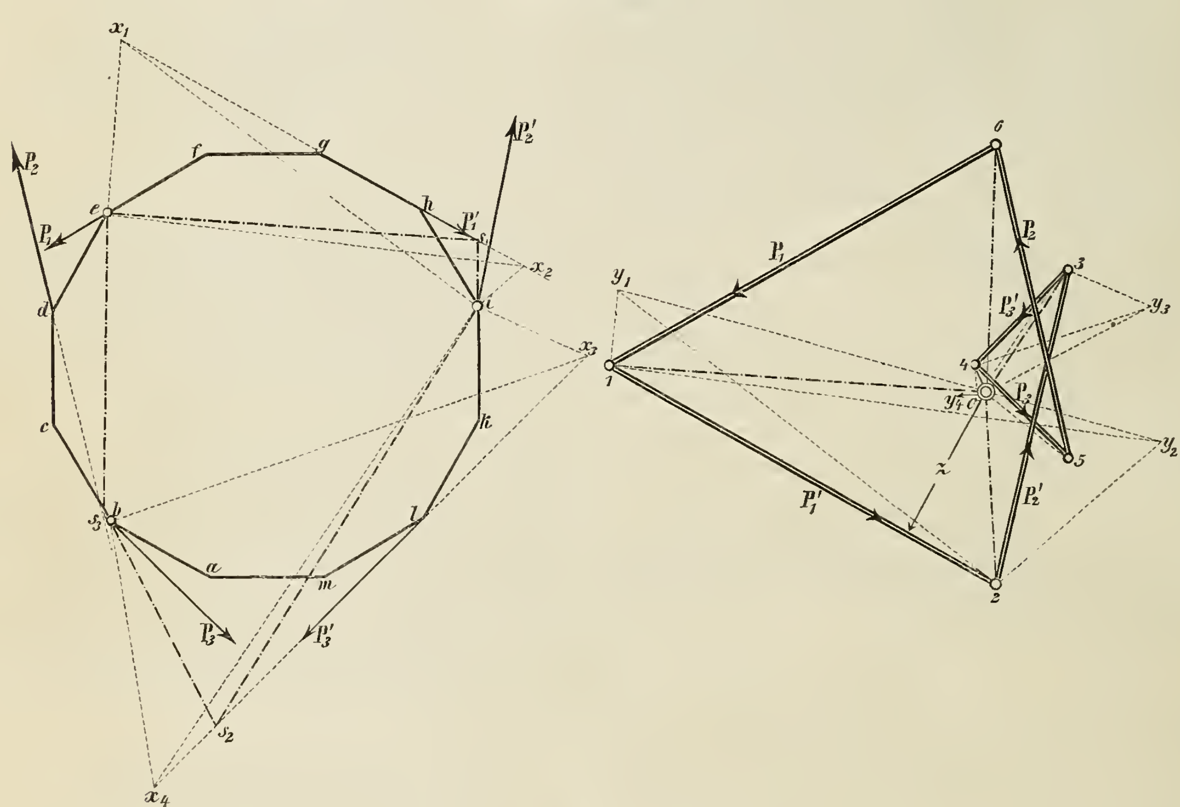
ebenso Moment in Punkt g

$$M_g = (g\,s_1)\,z.$$

Man ermittelt nun, in welchem Punkt des Ringes das größte Moment vorhanden ist. Dieses größte Moment ist dann, da ja die einseitige Belastung an beliebiger Stelle auftreten kann, der Querschnittsbestimmung zu Grunde zu legen, wobei gleichzeitig auf die dem Ring außerdem zufallende Fachwerkspannung zu rücksichtigen ist.

Man kann auch Biegungsspannungen im Ring gänzlich vermeiden, wenn man die übrigbleibenden Kräfte P unmittelbar mittels quer durch den Innenraum des Ringes gespannter Diagonalen (wie bei Taf. 66, Fig. 8) überträgt. Dies ist jedoch selbstredend nur dann zulässig, wenn kein Wert auf Freihalten des Innenraumes von Konstruktionsteilen gelegt wird.

Fig. 389a und b.



* * *

In gleicher Weise wie im Druckring entstehen auch im untersten Zugring (auch bei Dächern mit Spitze) bei einseitiger Belastung übrigbleibende Ringspannungen, welche von den unterstützenden Bauteilen aufgenommen werden müssen. In der Regel ist die Unterstützung ohne weiteres

hierzu befähigt, da diese Kräfte sich in Richtung der Längenausdehnung der Unterstützungswände zerlegen lassen. Bilden hingegen nur Pfeiler, oder Säulen die Unterstützung, so müssen die betreffenden Kräfte entweder durch besondere abstrebende Bauteile (Pultdächer über Seitenschiffen), oder durch entsprechende Ausbildung der Pfeiler selbst, oder schließlich auch teilweise durch Versteifung des Zugringes auf das Fundament übertragen werden.

Beispiel 5. Steiles Dach. Wir denken uns bei dem Beispiel 3 auf S. 274 die Spitze bis zum obersten Ring beseitigt. Die Knotenlasten 0, 1, 2, 3 bleiben unverändert. Die Knotenlast 4 wird halb so groß.

Demnach Ringspannung aus Wind:

$$\begin{aligned} R_0 &= 955 \text{ kg} \\ R_1 &= 1530 \text{ „} \\ R_2 &= 1150 \text{ „} \\ R_3 &= 762 \text{ „} \\ R_4 &= 190 \text{ „} \\ \hline A + B &= 4587 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$A = \frac{4{,}8\,(4 \,.\, 190 + 3 \,.\, 762 + 2 \,.\, 1150 + 1 \,.\, 1530)}{4 \,.\, 4{,}8} = 1720$$

$$R = 2\,A\,(1 + \sin 45) = 2 \,.\, 1720 \,.\, 1{,}707 = 5860 \text{ kg.}$$

Bis hierher war der Gang der Behandlung der gleiche wie im § 4.

Jetzt erfolgt die Zerlegung von R nach den sechs nicht in der Windrichtung liegenden Dachflächen, und zwar ergibt sich der auf jede Fläche entfallende Schubanteil

$$Y = \frac{R}{4 \sin 45 + 2} = \frac{5860}{4 \,.\, 0{,}707 + 2} = 1210 \text{ kg.}$$

Die Ermittelung der X-Spannungen erfolgt nun graphisch in derselben Weise wie früher.

Die Y-Spannungen werden alsdann in gleicher Weise wie bei den früheren Beispielen graphisch, oder auch nach Ritters Methode bestimmt. (Vgl. hierüber Kap. 6, § 4.)

§ 6.

Behandlung der Kuppeldächer bei einseitiger Belastung.

Das Verfahren zur Ermittelung der Fachwerkspannungen der Kuppeldächer bei einseitiger Last ist im allgemeinen das gleiche, wie bei den Zeltdächern, nur bedingt die gebogene Form der Dachfelder eine teilweise abweichende Behandlung. Außerdem macht der Umstand, daß die Dachflächen der Kuppeldächer nicht wie die der Zeltdächer gleiche Neigung besitzen, die Rechnung umständlicher und verwickelter. Auf die Ausführung von Zahlenbeispielen muß daher mit Rücksicht auf den breiten Raum, den dieselben bedingen würden, verzichtet werden. Es ist dies um so eher zulässig, als bereits die bei den Zeltdächern angeführten Zahlenbeispiele eine genügende Vorbereitung für die selbstständige Behandlung der Kuppeldächer geben und als überhaupt bei denjenigen, welche sich mit der Berechnung von Kuppeldächern befassen, bereits eine größere Fertigkeit in der Behandlung statischer Aufgaben vorausgesetzt werden muß.

a. Ermittelung der Knotenlasten.

Die in einem Knotenpunkt wirkende halbseitige Schneelast ist wie bei dem Zeltdach

$$p = 40 f \cos\alpha.$$

Sämtliche Knoten eines und desselben Ringes erhalten in der belasteten Kuppelhälfte die gleiche Last.

Der Winddruck wird wie bei den Zeltdächern näherungsweise in der Sparrenebene wirkend und den Winkel zweier in einem Knotenpunkt zusammenstoßender Sparrenstücke halbirend angenommen.

Es ist die Knotenlast

$$W = w f \sin \frac{\eta_n + \eta_{n+1}}{2} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (21)$$

Man bilde zunächst die Ausdrücke $\sin\alpha \cos 10$ und $\cos\alpha \sin 10$. Für α ist hierbei in jedem Knoten der mittlere Wert der Neigungswinkel der beiden zusammenstoßenden Dachsparren einzusetzen. Da α von der Wurzel nach der Spitze hin abnimmt, desgleichen die Flächengröße f, so ist die Abnahme der Windlast nach der Spitze zu noch größer, als bei den Zeltdächern. — — Ebenso werden die Knoten eines und desselben Ringes durch Wind verschieden belastet, je nach der Neigung der betreffenden Dachflächen im Grundriß zur Windrichtung.

Behufs Vereinfachung der Rechnung wird jedoch die gegen die Wirklichkeit etwas ungünstigere Annahme gemacht, daß sämtliche Sparren der Lasthälfte gleich und zwar ebenso belastet sind, wie die Sparren des vom Wind (im Grundriß) senkrecht getroffenen Dachfeldes.

b. Zerlegung der Knotenlasten.

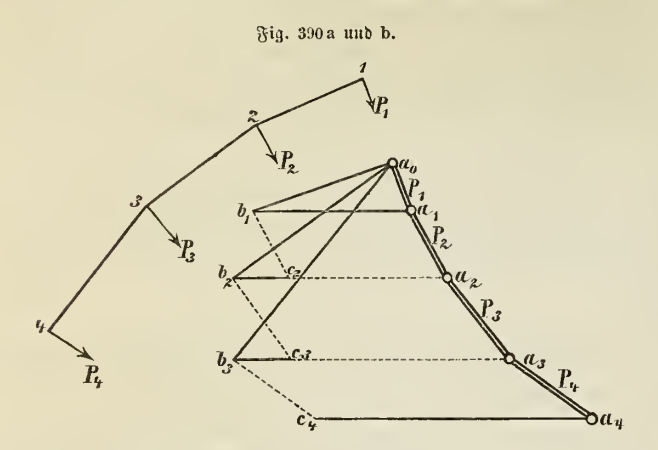
Man trage die beliebig schief gerichteten Mittelkräfte P aus Schnee- und Windlast in den Knotenpunkten des in wirklicher Größe (in der Sparrenebene) gezeichneten Sparrenprofils (1—4, Fig. 390, S. 280) ein.

Alsdann trage man sämtliche P-Kräfte eines Sparrens zu der Kraftlinie $a_0 - a_4$ (Fig. 390b) aneinander, und zerlege diese Kräfte in der im § 1, S. 266 angegebenen Weise in die Sparren-Ringkräfte.

Die Sparrendrucke bilden die Z-Spannungen, die

Ringkräfte heben sich, da alle in den Sparren der Lasthälfte wirkenden Lasten nach obiger Annahme gleich groß sind, in allen Feldern der Lastfläche auf, indem sie die

Fig. 390 a und b.



Ringe auf Druck bez. Zug in Anspruch nehmen. In den Grenzfeldern bleiben dagegen die Ringspannungen übrig.

c. Übertragung der Kräfte in den Grenzfeldern nach Fuß und Spitze.

Die Dachfläche des Grenzfeldes ist nunmehr bei der vierseitigen Kuppel als Freiträger, bei der mehrseitigen Kuppel als Träger auf zwei Stützen anzusehen, welcher im ersteren Fall die Kräfte nach dem Fuße, im letzteren zum Teil nach dem Fuße, zum Teil nach der Spitze bezw. dem obersten Ring zu übertragen hat. Da jedoch die Dachfläche gebogen ist, so entstehen infolge der Übertragung in den Knickstellen Seitenspannungen, welche die Lasten im Felde selbst vermehren und außerdem die Nachbarflächen in Mitleidenschaft ziehen. Wir nehmen zunächst an, die Dachfläche wirke als Freiträger. Fig. 391 c stellt die abgewickelte Dachfläche des Grenzfeldes, welche in den Knotenpunkten durch die Ringlasten r belastet wird, Fig. 391 b und d die beiden abgewickelten Nachbarflächen dar, deren Sparrenstäbe mit denen der ersteren Fläche zusammenfallen. In Fig. 391 a ist das Profil des Sparrens gezeichnet. Die in der Spitze (Fig. 391 c) wirkende Kraft r_0 zerlegt sich nun in die Sparrenseitenkräfte d_0 (Druck) und z_0 (Zug). Demnach wirken auf das nächst untere Feld in der Gurtung ab der Schub $r_0 + r_1$ und in den Punkten a und b die Sparrenkräfte d_0 und z_0. Während $r_0 + r_1$ ohne weiteres in der Ebene der Fläche abcd wirkt, ist dies bei $d_0\,z_0$ nicht der Fall. Diese sind daher nach Fig. 391 a in eine Horizontalkraft h_1 und eine in Richtung der Sparren ac, bd wirkende Kraft d_1 bez. z_1 zu zerlegen. Die Horizontalkraft h_1 ist dann wieder in die Ringkräfte ϱ zu zerlegen, welche nun sowohl im Ring a-b des Mittelfeldes, als auch in den Ringstücken a_1-b_1 und a_2-b_2 der Nachbarfelder wirken und zwar im Mittelfeld von rechts nach links, in beiden Nachbarfeldern von links nach rechts. Die sämtlichen auf das Viereck abcd des Mittelfeldes (Fig. 391 c) wirkenden Kräfte sind nun:

im Ringstück a-b die Horizontalkräfte $r_0 + r_1 + \varrho_1 + \varrho_2$ (ϱ_1 aus der Zerlegung von d_0, ϱ_2 aus der von z_0 herrührend) — ferner im Sparren a-c die Kraft d_1, im Sparren b-d die Kraft z_1.

Durch Zerlegen in bekannter Weise nach den Stäben des Feldes entstehen nun folgende Spannungen:

Ringspannung im Ring a-b $= r_1 + \varrho_2$ (Druck).

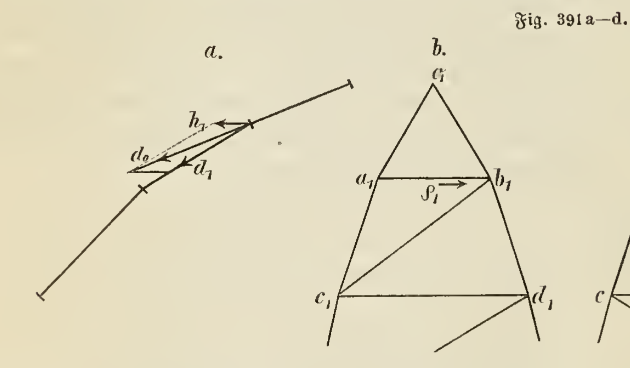
Ferner durch Zerlegen der Ringkräfte r und ϱ nach der Richtung der Diagonale und des Sparrens a-c

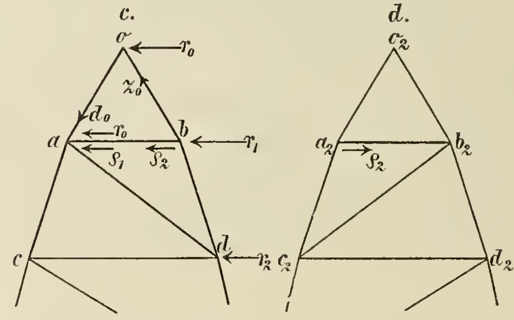
in der Diagonale $=$ t (Zug),

im linken Sparren $= d_1 + \delta_1$ ($\delta_1 =$ Druck aus der Zerlegung der Ringkräfte),

im rechten Sparren $= z_1$.

Fig. 391 a—d.





In den Nachbarfeldern entstehen gleichfalls Spannungen, von denen nur die in den Sparren von Interesse sind, da die übrigen Spannungen kleiner ausfallen, als bei dem Mittelfeld. Die sich für Sparren b_1-d_1 ergebende Druckspannung δ_1 ist, da die Linien b_1-d_1 und b-d zusammenfallen, der Sparrenspannung $d_1 + \delta_1$ zuzuzählen, während die Zugspannung o im Sparren c_2-a_2 aus dem rechten Nachbarfeld eine Vermehrung von z_1 nicht bewirkt.

Bei dem weiteren Verfahren werden nun wieder die Sparrenkräfte zerlegt, wobei zwei weitere Nachbarfelder in Mitleidenschaft gezogen werden. Man zeichnet hierbei am besten für jedes Feld einen besonderen Kräfteplan der

äußeren Kräfte, einen zweiten für die inneren Kräfte (Stabspannungen) nach den in Kap. 6 gegebenen Regeln. —

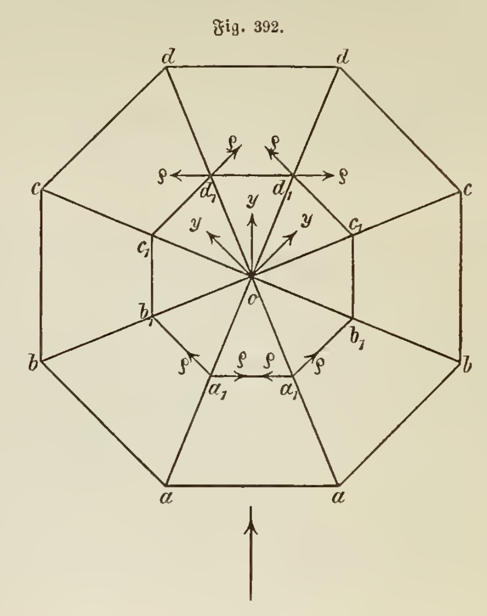
Bei der vierseitigen Kuppel[1]), für welche allein die Übertragung mittels Freiträger zu empfehlen ist, heben sich bereits die Ringspannungen ϱ in den Nachbarfeldern der Symmetrie halber auf (siehe Fig. 379). Hier vereinfacht sich also das Verfahren derart, daß nur der Spannungszuwachs $= \varrho_1 + \varrho_2$ in jedem Ringe neu hinzukommt, während der Einfluß der Nachbarfelder wegfällt.

Bei allen Kuppeln mit mehr als vier Seiten sind die Grenzfelder zweckmäßiger als Träger mit Auflager an Fuß und Spitze zu behandeln, da sich bei dem ersteren Verfahren zu große Spannungen ergeben. — Man kann in diesem Falle, ohne einen erheblichen Fehler zu begehen, die abgewickelte, von zwei benachbarten Sparren begrenzte Dachfläche als ebenen Fachwerkträger ansehen und den Einfluß der Krümmung ganz vernachlässigen. Man erhält dann zwar der Wirklichkeit voll entsprechende Spannungen (X-Spannungen) nur in den den Auflagern zunächst gelegenen Flächen, während in den mittleren Feldern die Spannungen etwas geringer ausfallen, was aber mit Rücksicht auf die übrigen zu Ungunsten der Rechnung gemachten Annahmen zulässig erscheint.

Man ermittelt nun die Auflagerdrucke A und B genau wie bei dem Zeltdach. Der Gesamtschub an der Spitze, beziehungsweise dem Laternenring ist $= 2\,A$, wenn die Grenzfelder parallel zur Windrichtung liegen, andernfalls sind die beiden schief gerichteten Kräfte A ans jedem Grenzfeld zu einer Mittelkraft zu vereinigen. Letztere ist dann in gleicher Weise wie bei den Zeltdächern mit Laternenring (§ 5) in die in den einzelnen Seitenflächen der Kuppel mit Ausnahme der Wind- und der Gegenseite wirkenden unter sich gleich großen Kräfte Y zu zerlegen. Die Seitenflächen sind nunmehr als Freiträger anzusehen, an deren Spitze die horizontale Kraft Y wirkt. Die Ermittelung der Y-Spannungen erfolgt dann nach der oben gegebenen Anleitung, vereinfacht sich aber dadurch bedeutend, daß die Druck- und Zugkräfte in den Sparren der benachbarten Felder sich teilweise aufheben und daß in den unteren Ringen keine Seitenkräfte der Knotenlasten hinzukommen. Es heben sich nämlich zunächst (Fig. 392) im Spitzenfeld die gleich großen Druck- und Zugkräfte in sämtlichen Sparren mit Ausnahme der die Wind- und die Gegenseite begrenzenden Sparren a o und o d auf.

Die Sparren o-d werden auf Druck mit d_0, die Sparren a-o auf Zug mit z_0 beansprucht. Diese Kräfte werden nun in der Sparrenebene nach der Richtung des nächstfolgenden Sparrens sowie in eine Horizontalkraft zerlegt. Letztere beansprucht den Ring 1 im Felde a b o und c d o mit der Seitenkraft ϱ in der gleichen Richtung wie die

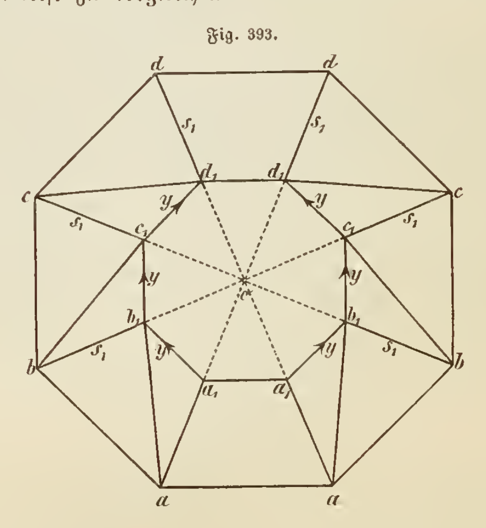
Fig. 392.



Kraft y. Die Ringkräfte ϱ in den Feldern a a o und d d o heben sich auf.

Im weiteren Verlauf werden dann die Zwischenfelder wieder in Mitleidenschaft gezogen, wodurch vermehrte Spannungen im Feld a b o entstehen. Gewöhnlich geht die Zahl der Zwischenknoten eines Kuppeldaches nicht über 5—6 hinaus, so daß die Zerlegungen im Einzelfall noch verhältnismäßig einfach werden. — Hat man auf solche Weise die Y-Spannungen ermittelt, so sind sie mit den X- und Z-Spannungen in bekannter Weise zusammenzuziehen, beziehungsweise zu vergleichen.

Fig. 393.



Bei Kuppeln mit Laternenring heben sich die Sparrenkräfte im obersten Feld nicht auf, sondern es wird jeder Sparren der Zwischenfelder mit der gleichen Druckkraft s_1

[1]) Hierzu sind auch die Systeme mit abgestumpften Kanten nach Fig. 369, S. 260 zu rechnen.

beansprucht (Fig. 393). Bei der weiteren Zerlegung heben sich demgemäß die entstehenden Ringspannungen ϱ_1 mit Ausnahme der Felder abo auf. Es sind demzufolge nur diese beiden, der Windseite zunächst belegenen Felder von Wichtigkeit. —

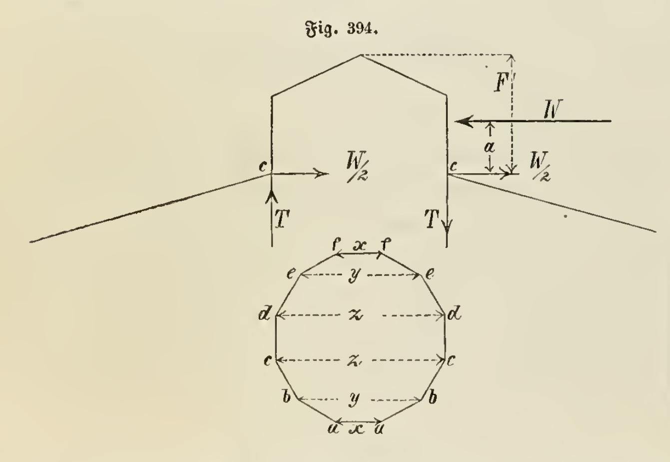
Die Behandlung des versteiften Ringes ist die gleiche, wie bei den Zeltdächern.

§ 7.

Einfluß eines Laternenaufsatzes bei einseitiger Belastung.

Die Größe des auf die Laterne entfallenden Winddruckes, welcher sich auf das Hauptdach fortpflanzt, wird annähernd gleich der auf die Aufrißfläche F′ der Laterne entfallenden Windlast bei wagerechter Windrichtung angenommen (Fig. 394). Es ist demnach der Windschub, welchen man im Schwerpunkt der Aufrißfläche F′ wirkend annehmen kann, W = wF′. Die Wirkung auf den obersten Ring des Hauptdaches ergibt sich, wenn man sich W in gleicher

Fig. 394.



und entgegengesetzter Richtung im Mittelpunkt der Fußfläche des Laternenringes angebracht denkt. Sie besteht in einem wagerechten Schub = W und einem Moment = Wa. Der Schub W ist dem Kuppelschub R hinzuzuzählen, das Moment muß durch senkrechte Kräfte in den Knotenpunkten des Laternenringes aufgehoben werden. Nennt man T diese in den Knotenpunkten infolge des Momentes hervorgerufene Kraft, so ist, wenn T für jeden Knoten gleich groß angenommen wird, nach Fig. 394b:

$$2\,T\,(x + y + z \ldots .) = M$$

$$T = \frac{M}{2\,(x + y + z \ldots .)} \quad . \quad . \quad . \quad (22)$$

Die Kraft T ist auf der Windseite aufwärts, auf der entgegengesetzten Seite abwärts gerichtet, sie wirkt mithin der einseitigen Belastung entgegen und wird deshalb im allgemeinen zur Verminderung der Spannungen beitragen. Wenigstens ist dies bei allen nicht sehr steilen Dächern der Fall, bei steilen Dächern kommen aber Laternen nur selten vor. Man kann daher die vom Moment des Winddruckes der Laterne herrührende Wirkung in der Regel vernachlässigen.

Will man dies nicht, so ist die Kraft T zunächst nach den Sparren und Ringen in bekannter Weise zu zerlegen. Die Sparrenseitenkraft vermehrt den Sparrenzug auf der Windseite, den Sparrendruck auf der Gegenseite, die Ringspannungen heben sich in allen Feldern mit Ausnahme der Grenzfelder auf. In diesen entsteht ein dem Schub R entgegengerichteter Schub $2\,\varrho$, wenn ϱ die Größe der aus T entstehenden Ringspannung. Hierdurch werden der Gesamtschub R und damit die von demselben bewirkten Spannungen vermindert. Bei steilen Dächern wird der erstere Einfluß, bei flachen der letztere überwiegen. Bei den übrigen zu Ungunsten der Rechnung gemachten Annahmen ist jedoch eine Vernachlässigung des Momentes selbst dann gerechtfertigt, wenn dieses eine geringe Vermehrung der Stabspannungen herbeiführen sollte. —

Der durch den Winddruck W verstärkte Kuppelschub R ist genau so zu behandeln, wie dies bei den Beispielen mit Laternenring ohne Aufsatz der Fall war. Bei Berechnung des Biegungsmomentes im versteiften Ring ist W im Durchmesser des Ringes wirkend anzusetzen.

§ 8.

Methoden zur überschläglichen Berechnung der Fachwerkspannungen bei freitragenden Zentraldächern.

Bis in die neueste Zeit hat man die Schwierigkeiten der Berechnung des Einflusses einseitiger Belastung durch teilweise willkürliche Annahmen zu umgehen gesucht. Die betreffende Berechnungsweise ist zuerst von Schwedler, welcher überhaupt die ersten Berechnungen gegliederter Kuppeln ausgeführt hat, angegeben worden. (Vgl. S. 241.) Es wird hierbei angenommen, daß der größte Sparrendruck bei voller gleichmäßiger Belastung, der größte Ringdruck bei gleichmäßiger Belastung des oberhalb, oder unterhalb des Ringes belegenen Kuppelteiles eintritt. Bei einer derartigen Belastung, bei welcher Schnee und Winddruck zusammen = 100 kg f. d. qm Grundfläche und senkrecht zu der letzteren wirkend angenommen werden, entstehen in den Diagonalen keine Spannungen. Die Ermittelung der Sparren- und Ringspannungen erfolgt nun nach der im § 1 angegebenen Weise rechnerisch, oder graphisch und zwar ist die Spannung eines beliebigen Sparrenstückes

$$S_n = -\frac{Q_0 + Q_1 + Q_2 + \ldots\ldots Q_n}{\sin \alpha_n} \quad . \; (23)$$

Hierin ist Q die Knotenlast von oben nach unten gezählt, α_n der Neigungswinkel des betreffenden Sparrens.

Die größte Spannung des obersten und untersten Ringes erhält man bei voller Belastung der Dachfläche

$$R_0 = -\frac{D_1 \cos \alpha_1}{2 \sin \frac{180}{n}} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (24)$$

$$R_n = +\frac{D_n \cos \alpha_n}{2 \sin \frac{180}{n}} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (25)$$

worin D_1 = Spannung im obersten, D_n = Spannung im untersten Sparrenstück, n = Anzahl der Seiten des regelmäßigen Vielecks.

Die Zwischenringe erhalten ihre größte Druckspannung bei voller Belastung der oberhalb, ihre größte Zugspannung bei voller Belastung der unterhalb des Ringes befindlichen Dachflächen und zwar ist:

$$R_{n\,max} = \frac{(Q_1 + Q_2 + \ldots\ldots Q_{n-1}) \operatorname{ctg} \alpha_{n-1} - (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \ldots\ldots P_n) \operatorname{ctg} \alpha_n}{2 \sin \frac{180}{n}} \quad . \quad . \quad (26)$$

$$R_{n\,min} = \frac{(P_1 + P_2 + \ldots\ldots P_{n-1}) \operatorname{ctg} \alpha_{n-1} - (P_1 + P_2 + P_3 + \ldots\ldots P_{n-1} + Q_n) \operatorname{ctg} \alpha_n}{2 \sin \frac{180}{n}} \quad . \quad . \quad (27)$$

Hierin ist Q die volle Knotenlast einschließlich Schnee- und Winddruck, P die Knotenlast nur aus Eigengewicht.

Bezüglich der Diagonalen wird die willkürliche Annahme gemacht, daß dieselben höchstens den Unterschied zwischen dem voll belasteten und dem unbelasteten Sparren zu übertragen haben. Man erhält dann die Spannung der Diagonale:

$$D_n = \frac{Q_1 + Q_2 + \ldots Q_n - (P_1 + P_2 + \ldots P_n)}{\sin \alpha_n \cdot \cos \beta_n} \quad . \quad (28)$$

Hierin ist β der Winkel zwischen Diagonale und Sparren. —

Die obige Annahme, daß die Sparren bei voller gleichmäßiger Belastung die größten Spannungen erhalten, trifft nur bei flachen Dächern zu; bei steilen Dächern erhalten, wie wir gesehen haben die Sparren infolge einseitiger Belastung zum Teil erheblich größere Spannungen, wie auch Zugspannungen in den Sparren entstehen können, welche sich bei vorstehenden Berechnungen niemals ergeben. Hierdurch werden auch die Unterschiede in den Spannungen zweier benachbarter Sparren viel größer, als bei obiger Berechnung, so daß sich auch größere Spannungen in den Diagonalen ergeben müssen. Letztere haben wieder eine Steigerung der Sparrenspannungen zur Folge, so daß schließlich außerordentlich hohe Spannungen entstehen können, wenn nicht eine Übertragung der Kräfte durch die Spitze oder einen versteiften Laternenring stattfindet.

Die Schwedler'sche Berechnungsweise ergibt daher brauchbare Ergebnisse nur bei flachen Dächern und bei Versteifung des Laternenringes. Selbst dann ergeben sich u. U. bei der genauen Berechnung höhere Spannungen in den Sparren, weshalb bei nur überschläglicher Berechnung stets ein höherer Sicherheitskoeffizient gewählt werden sollte.[1])

Für steile Dächer ist die vorgeführte Berechnung nicht anwendbar. Die überschlägliche Behandlung derartiger Dächer, deren Anwendung namentlich für kleinere Turmspitzen von verwickelterer Form zu empfehlen ist, kann aus dem im § 9 vorgeführten Beispiel am besten ersehen werden.

§ 9.

Berechnung der Fachwerkspannung des auf Tafel 67 abgebildeten Dachreiters.

Als Beispiel der näherungsweisen Berechnung steiler Dächer, welche für die praktischen Bedürfnisse bei derartigen kleineren Baulichkeiten vollständig ausreicht, geben wir nachfolgend die statische Berechnung des auf Taf. 67 dargestellten Dachreiters. Der Dachreiter besteht aus einem achtseitigen Eisengerüst mit vierseitiger Spitze, auf welchem die für die Zink- und Schieferdeckung erforderliche Holzschalung mittels zwischengeschraubter Holzfutter befestigt ist. Das achtseitige Eisengerüst ruht auf einem vierseitigen obeliskenförmigen Eisenfachwerk im Dachboden. Die auf das Eisengerüst wirkenden äußeren Kräfte sind Eigengewicht und Winddruck. Im oberen Teil kann das Eigengewicht vernachlässigt werden. Der Winddruck wird zu 100 kg f. d. qm senkrecht getroffene Fläche und horizontal wirkend angenommen; als Angriffsfläche des Windes wird stets die Aufrißfläche (Vertikalprojektion) des Körpers ohne Rücksicht auf die Neigung der Seitenflächen in Rechnung gestellt. Für die Reibung des Windes an den Seitenflächen und die Luftverdünnung hinter dem Turm ist dann ein weiterer Zuschlag nicht erforderlich.

Spitze.

Der Winddruck auf Wetterfahne und Spitze beträgt rund 30 kg.

Erforderlich am Fuß der Stange bei a (Fig. 395)

$$W = \frac{30 \cdot 200}{750} = 8 \ldots ^{2)}$$

1) Vgl. Hacker, über Fachwerk im Raume, Zeitschrift f. Bauwesen 1888, S. 43.

2) Entsprechend Vorschrift der Berliner Baupolizei ist in nachfolgender Berechnung die zulässige Beanspruchung k nur = 750 kg f. d. qcm eingesetzt.

Gewählt eine Vollsäule aus Schmiedeeisen von 45 mm Durchmesser bei a, deren $W = 8{,}9$.

Aufsatz a-b (Vierseitige Pyramide).

$$\text{Aufrißfläche} = 1{,}75 \,.\, 0{,}65 = 1{,}14 \text{ qm},$$
$$\text{Winddruck} = 1{,}14 \,.\, 100 = 114 \text{ kg}.$$

Moment bei b:

$$M_b = 30 \,.\, 3{,}75 + 114 \,.\, \frac{1{,}75}{2} = 212 \text{ kgm}.$$

Erforderlich

$$W = \frac{212}{7{,}5} = 28{,}3.$$

Moment bei c:

$$M_c = 30 \,.\, 5{,}3 + 114\left(\frac{1{,}75}{2} + 1{,}55\right) + 240 \,.\, 0{,}7 = 603 \text{ kgm}.$$

Das Moment ist aufzunehmen von den Sparren und zwar ist (Fig. 396):

$$2\,S\,(n + m) = M$$
$$m = 69 \text{ cm};\; n = 69 + 2 \,.\, 69 \,.\, \cos 45 = 98 \text{ cm}$$
$$S = \frac{603 \,.\, 100}{2\,(69 + 98)} = 180 \text{ kg}.$$

Hierzu Anteil des gleichmäßig auf acht Sparren verteilten Eigengewichts gibt:

Sparrenspannung

$$S = 180 + \frac{800}{8} = 280 \text{ kg}.$$

Erforderlich gegen Knicken:

$$J_{min} = 2{,}5 \,.\, 0{,}28 \,.\, 1{,}02^2 = 0{,}73.$$

Gewählt Winkeleisen 60 . 60 . 8, dessen $J_{min} = 12{,}4$, mithin reichlich.

Diagonalspannung annähernd

$$D = \frac{S_{max} - S_{min}}{\cos\beta}$$
$$S_{max} = +\,280 \text{ kg}$$
$$S_{min} = -\,180 + \frac{800}{8} = -\,80$$
$$\beta = 45^0;\; \cos\beta = 0{,}707$$
$$D = \frac{+\,280 + 80}{0{,}707} = 510 \text{ kg}.$$

Fig. 395 a und b.

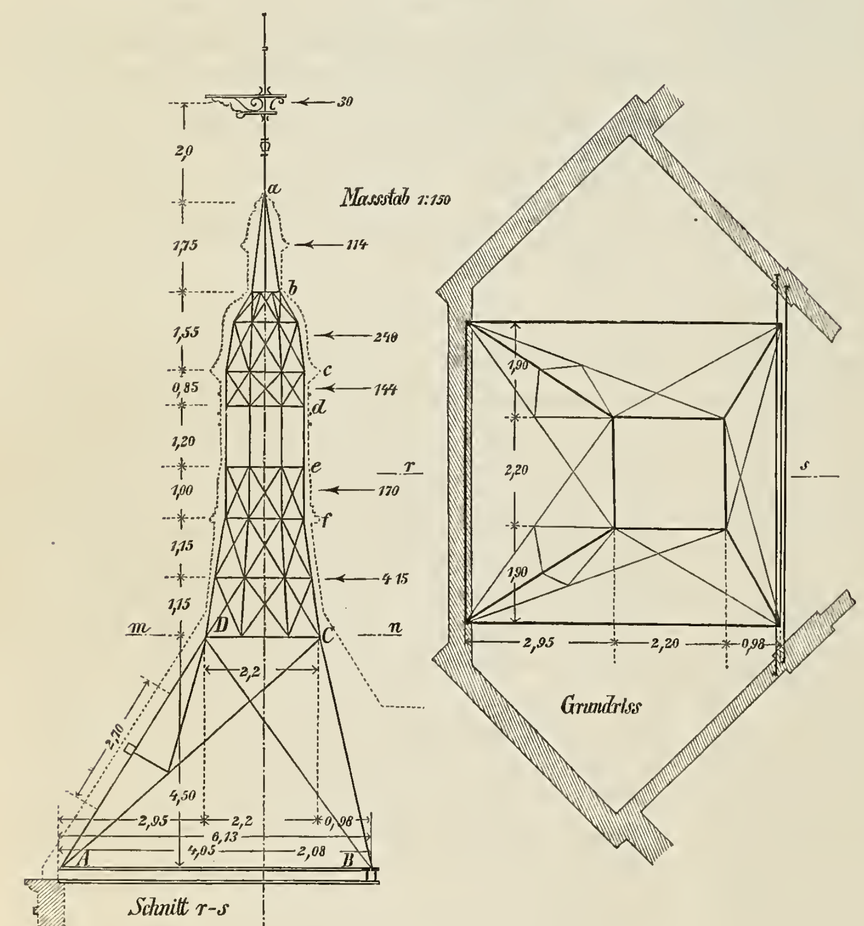


Fig. 396.

Gewählt vier Winkel 60 . 60 . 8 mm, von welchen je zwei gegenüberliegende ein Widerstandsmoment $W = f \,.\, 55$ bieten.

$$f = 9 \text{ qcm};\; W = 9 \,.\, 55 = 495.$$

Haube b-c (Achtseitige Kuppel).

Eigengewicht des Schieferdaches mit Aufsatz und Spitze = rund 800 kg.

$$\text{Aufrißfläche} = 1{,}55 \,.\, 1{,}5 = 2{,}4 \text{ qcm},$$
$$\text{Winddruck} = 240 \text{ kg}.$$

Gewählt Flacheisen 40 . 8 mm, dessen Tragfähigkeit nach Nietabzug (Nietstärke = 16 mm)

$$= (4 - 1{,}6)\; 0{,}8 \,.\, 750 = 1440 \text{ kg},$$

mithin reichlich.

Laterne c d e f C.

Winddruck auf den Oberteil c-d

$$= 100\; (0{,}85 \,.\, 1{,}7) = 144 \text{ kg}.$$

Am meisten beansprucht werden die Stile in dem Teil d-e, welcher keine Diagonalen erhält. Infolgedessen

werden die Stile auf Biegung beansprucht und zwar beträgt der Schub bei d

$$= 30 + 114 + 240 + 144 = 528 \text{ kg}.$$

Die Stile sind als an beiden Seiten fest eingespannt anzusehen. Das entsprechende Moment ist

$$M = 528 \cdot \frac{120}{2} = 31\,680 \text{ kgcm}.$$

Als Säulenquerschnitt wird ⌈-Eisen Nr. 8 gewählt. Wir nehmen an, daß der Wind in Richtung der Diagonale u (Fig. 396) wirkt und die beiden in dieser Diagonale belegenen Stile allein das Biegungsmoment aufzunehmen haben; das erforderliche Widerstandsmoment ist alsdann

$$W = \frac{31\,680}{2 \cdot 750} = 21.$$

Vorhanden

$$W = 26{,}7.$$

Die achsiale Beanspruchung durch Eigengewicht und Moment des Winddruckes wird reichlich von den übrigen Stilen aufgenommen. (In Wirklichkeit ist selbstredend die Kräfteverteilung eine andere und zwar günstigere; die genaue Rechnung würde aber in vorliegendem Falle von gar keinem praktischen Wert sein, da kleinere Querschnitte aus konstruktiven Gründen nicht gut gewählt werden können.)

Die Stile gehen in gleicher Stärke bis zum Ring C-D durch und sind daher in jedem Falle in den unteren Feldern, in welchen, da Diagonalen vorhanden, nur achsiale und keine Biegungsspannungen auftreten, stark genug. Als Ringe dienen ⌊-Eisen 60 . 60 . 8, als Diagonalen Flacheisen 45 . 8. Die Berechnung, welche wie bei der Haube zu führen ist, ergibt überall kleinere Abmessungen.

Obelisk ABCD.

Die obere Grundfläche C-D bildet ein, dem Achteck des Turmes umschriebenes Quadrat von 2,2 m Seite, die untere Grundfläche A-B ein gegen dieses Quadrat verschobenes Rechteck. Die senkrecht zur Dachfläche gerichtete Symmetrieebene von Turm und Obelisk ist für beide dieselbe. Die vier Seitenflächen des Obelisken, von welchen die vordere parallel zur Dachfläche läuft, bilden Trapeze verschiedener Neigung. Die obere Pfette des Mansardendaches ruht auf dem Obelisken im Punkt D, außerdem liegt eine Mittelpfette in der Mitte der Streben D-A auf (vgl. Taf. 67, Fig. 1). Um diese Last wirksam aufzunehmen, ist die Strebe D-A als Fachwerkträger (einfaches Hängewerk) ausgebildet, dessen eine Strebe mit der Diagonale des Trapezes ABCD zusammenfällt.

Belastung durch Eigengewicht:

Das Eigengewicht des Turmes oberhalb des Obelisken wird zu 2800 kg, dasjenige des Obelisken zu 1600 kg geschätzt. Die Last des Hauptdaches wird zu 80 kg angenommen.

Es entfällt demnach auf Punkt C:

aus Turm und Obelisk	$= \frac{1}{4}(2800 + 1600) =$	1100 kg
„ dem Hauptdach	$= \underbrace{4{,}2}_{qm} \cdot 80 \ldots =$	336 „
	Summe	1436 kg
auf Punkt D außerdem aus der vorderen Dachfläche des Hauptdaches	$= \underbrace{3{,}38}_{qm} \cdot 80 \ldots =$	270 „
	S. in D	1706 kg.

Belastung durch Winddruck:

Das Moment aus dem auf den Turm oberhalb des Obelisken wirkenden Windes beträgt in der Basis C-D:

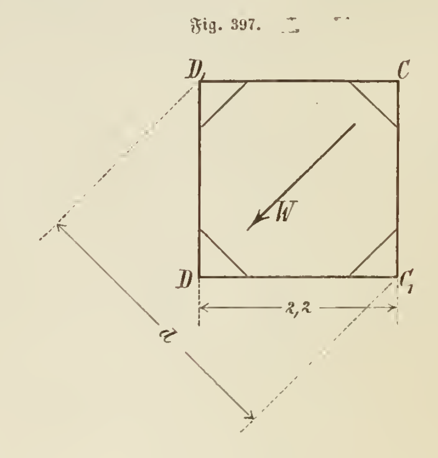
$$M_d = 415 \cdot 1{,}05 + 170 \cdot 2{,}8 + 144 \cdot 4{,}9 + 240 \cdot 6{,}05 + 114 \cdot 7{,}78 + 30 \cdot 10{,}65 = 4275 \text{ kgm}.$$

Derselbe erzeugt im ungünstigsten Falle in einer Ecke (z. B. D Fig. 397) den Druck

$$\frac{M_d}{d} = \frac{4275}{3{,}11} = 1370 \text{ kg},$$

in der gegenüberliegenden Ecke C den gleichen Zug. Da das Eigengewicht in C = 1436 kg beträgt, so kommt letzterer nicht in betracht.

Fig. 397.



Der Horizontalschub des Windes beträgt für jeden der beiden Eckpunkte

$$\ldots = \frac{1148}{2} = 574 \text{ kg}.$$

Hierzu der Schub aus dem Hauptdach

$$= \left(4{,}2 + \frac{6{,}75}{2}\right) 100 = 760 \text{ „}$$

Summe 1334 kg

Für diese in Fig. 398a, S. 286 dargestellte Belastung ergeben sich die Auflagerdrucke:

$$B_{max} = 2806 \frac{5,15}{6,13} + 1706 \frac{2,95}{6,13} + 1334 \frac{4,5}{6,13} = 4220 \text{ kg}$$

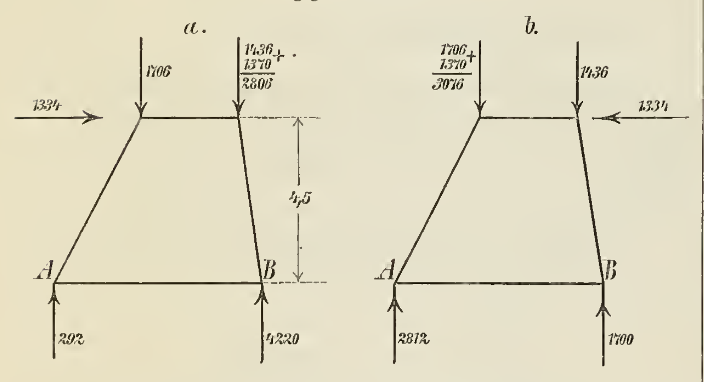
$$A = 2806 \frac{0,98}{6,13} + 1706 \frac{3,18}{6,13} - 1334 \frac{4,5}{6,13} = 292 \text{ kg.}$$

Ferner für die entgegengesetzte Windrichtung (Fig. 398b):

$$B = 1436 \frac{5,15}{6,13} + 3076 \frac{2,95}{6,13} - 1334 \frac{4,5}{6,13} = 1700 \text{ kg}$$

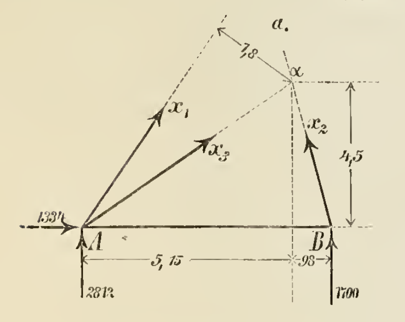
$$A_{max} = 1436 \frac{0,98}{6,13} + 3076 \frac{3,18}{6,13} + 1334 \frac{4,5}{6,13} = 2812 \text{ kg.}$$

Fig. 398a und b.



Nunmehr ergeben sich die Fachwerkspannungen in bekannter Weise nach Ritter'scher Methode (vgl. Kap. 6, § 4 a), wobei an Stelle der wahren Fläche der Trapeze deren Vertikalprojektion zu Grunde gelegt wird.

Fig. 399a und b.



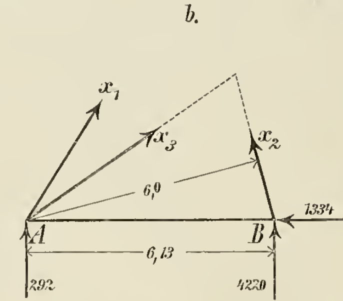


Fig. 399a, Drehpunkt α:

$$x_{1\,max} = \frac{2812 . 5,15 - 1700 . 0,98 - 1334 . 4,5}{1,8} = 3800 \text{ kg Druck.}$$

Fig. 399b, Drehpunkt A

$$x_{2\,max} = 4220 \frac{6,13}{6,0} = 4300 \text{ kg Druck.}$$

Diagonalspannung:

Fig. 400a, Drehpunkt a:

$$x_3 = \frac{2812 . 4,65 - 1700 . 1,48 - 1334 . 7,0}{2,20} = 545 \text{ kg}$$

beziehungsweise

Fig. 400b, Drehpunkt b:

$$x_{3\,max} = \frac{292 . 4,65 - 4220 . 1,48 + 1334 . 7,0}{2,2} = 2020 \text{ kg.}$$

Hierzu kommen noch die Spannungen aus dem Hängewerk A-D (Fig. 395a).

Nach Fig. 401 ist bei entsprechender Kräftezerlegung:

$$y_1 = 470 + \frac{870}{2} \cdot \frac{2,70}{0,75} = 2030 \text{ kg}$$

$$y_2 = \frac{870}{2} \cdot \frac{2,70}{0,75} = 1560 \text{ kg}$$

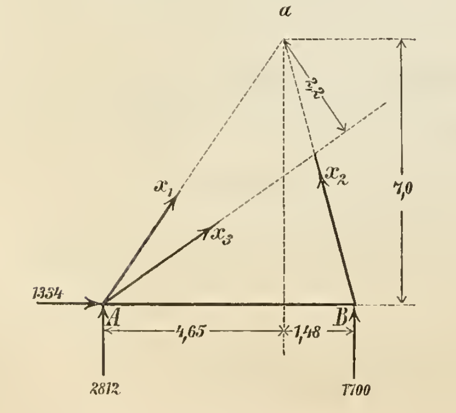
$$y_3 = \frac{870}{2} \cdot \frac{2,8}{0,75} = 1620 \text{ kg}$$

$$z = 870 \text{ kg.}$$

Ein gleiches Hängewerk wird zur besseren Aussteifung in der Dachfläche (des Hauptdaches) angeordnet, die hierdurch herbeigeführte Verminderung der Spannungen wird vernachlässigt.

Für die wirklichen Längen der Stäbe ergeben sich nunmehr folgende Gesamtspannungen:

Fig. 400a und b.



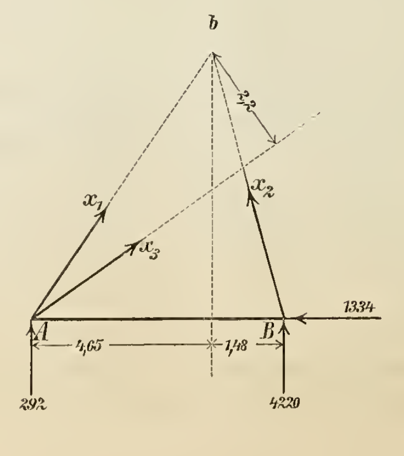
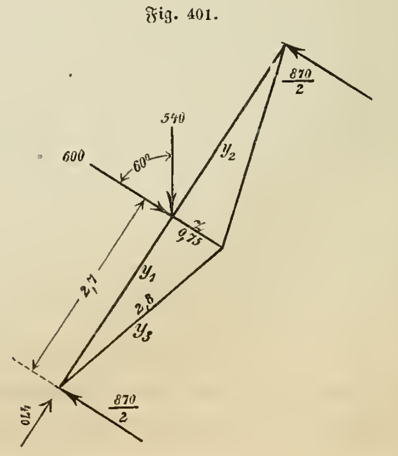


Fig. 401.



$$X_{1\,max} = \frac{\overbrace{5{,}72}^{\text{wirkl. Länge}}}{\underbrace{5{,}4}_{\text{Projektion}}} (x_{1\,max} + y_1) = \frac{5{,}72}{5{,}4} (3800 + 2030) = \underline{6200} \text{ kg}$$

$$X_{2\,max} = \frac{4{,}97}{4{,}6} \underbrace{4300}_{x_2\,max} \ldots\ldots = \underline{4650} \text{ „}$$

$$X_3 = \frac{7{,}1}{6{,}8} \underbrace{2020}_{x_3\,max} \ldots\ldots = \underline{2120} \text{ „}$$

$$X_3' = \frac{7{,}1}{6{,}8} (\underbrace{2020}_{x_3\,max} + \underbrace{1620}_{z}) \ldots = \underline{3870} \text{ „}$$

Querschnitte:

Vorderer Gratsparren:

größter Druck $X_1 = 6200$ kg,
freie Länge = 2,86 m.

Erforderlich:

$$J = 2{,}5 \,.\, 6{,}2 \,.\, 2{,}86^2 = 127.$$

Gewählt zwei Winkel 80 . 80 . 8 mit $J_{min} = 148$.

Hinterer Gratsparren:

größter Druck $X_2 = 4650$ kg,
freie Länge = 4,97 m.

Erforderlich:

$$J = 2{,}5 \,.\, 4{,}65 \,.\, 4{,}97^2 = 287.$$

Gewählt zwei Winkel 100 . 100 . 10 mit $J_{min} = 360$.

Für die Diagonalen waren bei der Berechnung Rundeisen mit Spannschlössern in Aussicht genommen, während bei der Ausführung statt dessen Winkeleisen verwendet wurden.

Fünfzehntes Kapitel.

Eisenkonstruktionen des äußeren und inneren Ausbaues.

§ 1.

Einfriedigungen.

Bei Einfriedigungen, welche lediglich Nützlichkeitszwecken dienen, ist die Verwendung von Eisen nur insoweit zweckmäßig, als größere Dauer und Festigkeit in Frage kommt. Demnach wird man in erster Linie den in der Erde befindlichen Teil der Pfosten aus Guß-, oder Schmiedeeisen herstellen und auf diesen Erdfuß den Holzpfosten aufpfropfen. Wird der ganze Pfosten aus Eisen gebildet, so empfiehlt sich mit Rücksicht auf Widerstand gegen Winddruck die Wahl von gewalztem ⌶-Eisen.

Außer gegen Wind müssen die Pfosten noch genügende Steifigkeit gegen etwaige Stöße besitzen, auch ist für eine genügende Befestigung der Säule in der Erde Sorge zu tragen. Letzteres kann durch Einmauern der Pfosten geschehen, besser ist es jedoch, mit Rücksicht auf leichtes Aufstellen und Versetzen, den Fuß mit Streben und Blechen zu versehen, welche eine Verschiebung in der Erde verhindern. Auf Taf. 75, Fig. 2 ist ein derartiger Zaun abgebildet, welcher sich durch geringes Gewicht auszeichnet und sich gut bewährt hat.

Das Widerstandsmoment der Säule (⌶ Nr. 10) beträgt 34,4. Der Angriffspunkt der Mittelkraft des Windes liegt 1,0 m über dem Endpunkt der Strebe. Mithin kann die Säule einen Winddruck von 8 . 34,4 = 275,2 kg, oder bei einer Feldweite von 2,5 m einen solchen von 110 kg f. d. qm aushalten.

Die Latten- oder Brettbekleidung des Zaunes ist an zwei eisernen Riegeln (∟-Eisen Nr. 6½) befestigt. Statt derselben können auch hölzerne Riegel verwendet werden. Die eisernen Riegel sind jedoch vorzuziehen, da sie sich nicht werfen, leichter anzubringen sind und kaum teurer kommen als hölzerne. Die Befestigung der Bretter oder Latten an den eisernen Riegeln erfolgt entweder durch Holzschrauben, welche von innen durch entsprechende Löcher des Winkeleisens gesteckt und in das Holz eingeschraubt werden, oder einfacher, aber ausreichend, durch Nägel, deren Enden umgeschlagen werden.

Ist auf das Aussehen der Zäune und Geländer Wert zu legen, so bildet man alle Teile aus Eisen und zwar teils aus Guß-, teils aus Schmiedeeisen, teils unter Verwendung beider Materialien. Das Schmiedeeisen bietet den Vorzug größerer Leichtigkeit und Haltbarkeit, das Gußeisen gestattet eine billigere Herstellung reicherer Formen. Einige der bei schmiedeeisernen Gittern gebräuchlichen Eisensorten und Verbindungen zeigen die Fig. 402—409 (S. 288).

Auf Taf. 75, Fig. 1 und 3 sind verschiedene bei der Berliner Stadtbahn zur Ausführung gekommene Geländer dargestellt, bei welchen die Pfosten und das Füllwerk durch-

weg aus Gußeisen und nur die horizontal durchgehenden Bänder aus schmiedeeisernen Flach- und Profilstäben bestehen. Man ersieht hieraus, wie weitgehenden Anforderungen an Formenbildung die heutige Technik des Kunstgusses zu genügen im stande ist. Sogar das Rankenwerk, es kann indes auch gegossen werden, darf aber in diesem Falle keinen Stößen durch Fuhrwerke u. a. ausgesetzt sein.

Fig. 411 stellt ein einfacheres Schutzgeländer aus gußeisernen Pfosten mit durchgesteckten schmiedeeisernen Gasrohren dar.

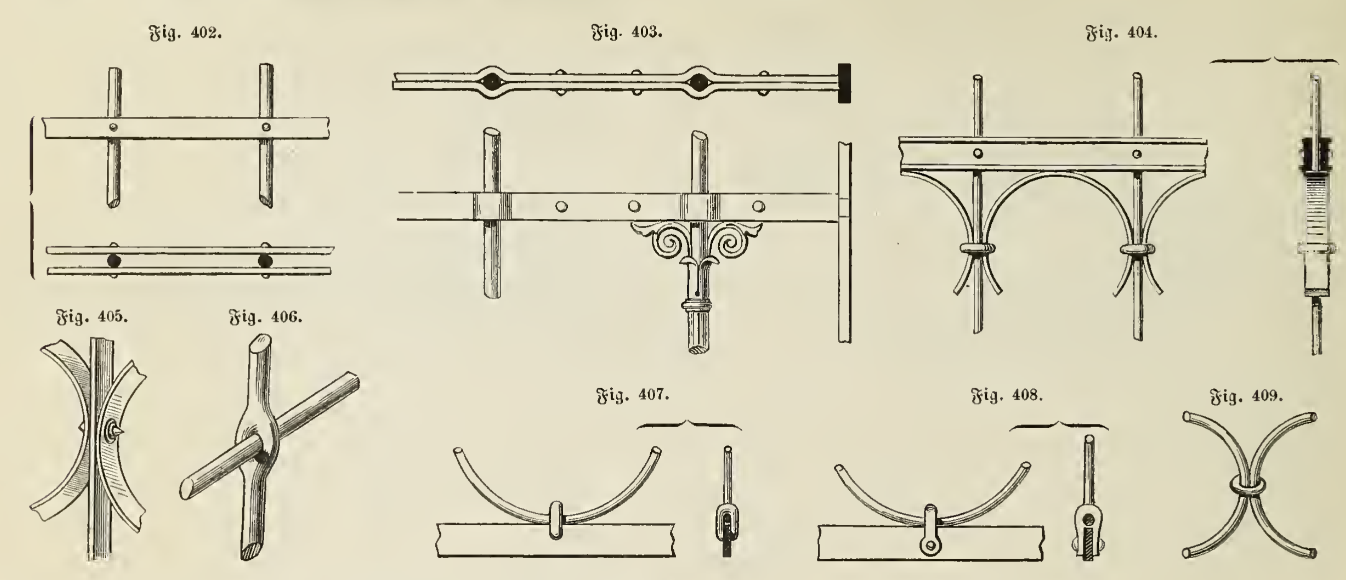


Fig. 402. Fig. 403. Fig. 404. Fig. 405. Fig. 406. Fig. 407. Fig. 408. Fig. 409.

dessen Herstellung in Schmiedeeisen bei den kräftigen Abmessungen erheblich höhere Kosten verursachen würde, ist durchweg gegossen. Die Hauptpfosten sind an einem horizontalen ‾|_-Eisen, welches von Blechkonsolen gestützt wird, angeschraubt, können aber auch bei etwas anderer Gestaltung des Fußes auf Stein befestigt werden.

Fig. 410.

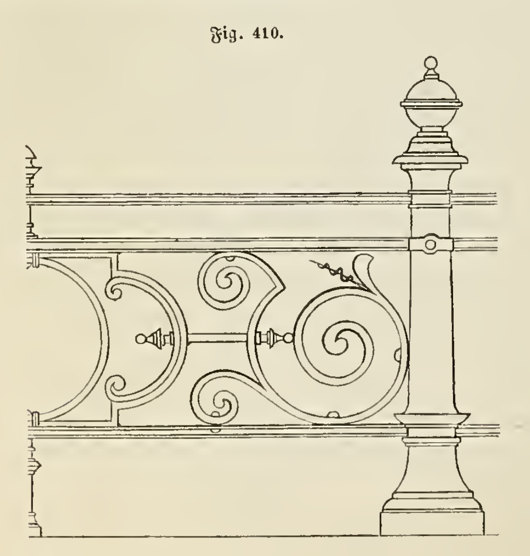
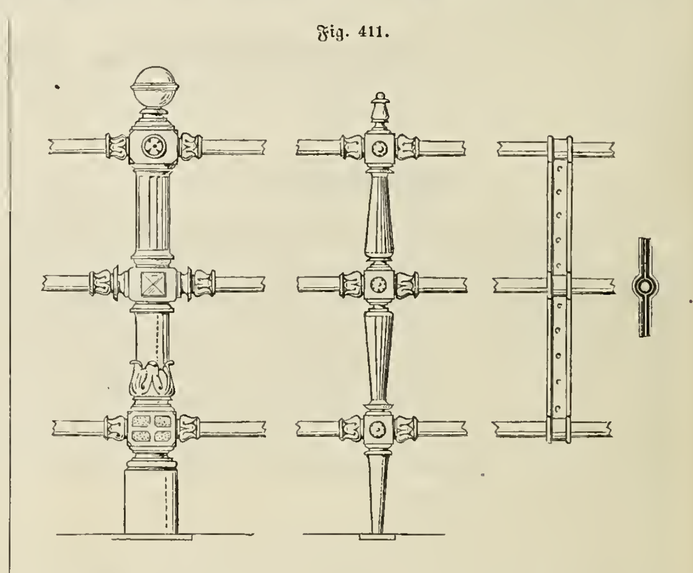


Fig. 410 zeigt ein Schutzgeländer mit weniger dichtem Stabwerk und entsprechend geringerem Gewicht. Die Pfosten und die kleinen zapfenartigen Verzierungen bestehen aus Gußeisen, die horizontalen Teile aus Schmiedeeisen, das Rankenwerk wird am besten in Schmiedeeisen hergestellt,

Fig. 411.



In der Herstellung reich verzierter schmiedeeiserner Gitter sind in neuerer Zeit ganz erhebliche Fortschritte zu verzeichnen.[1]) Es ist indes hier nicht der Ort, näher auf dieses der Kunstschlosserei angehörende Gebiet einzugehen, wir wollen nur auf Taf. 79 hinweisen, woselbst ein derartig reicher ausgestattetes Gitter dargestellt ist.

1) Ein schätzbares Hilfsmittel bieten bei derartigen, wie bei ähnlichen Arbeiten die vom Eisenwerk Mannstaedt in Kalk bei Köln a. Rh. in reicher Auswahl gewalzten schmiedeeisernen Zierleisten.

§ 2.
Fenster.

Die eisernen Fenster finden hauptsächlich Anwendung bei Kirchen, Treibhäusern, Fabrikgebäuden, Turnhallen, Stallungen und ähnlichen Bauten. Für bewohnte Räume erscheinen dieselben dagegen weniger geeignet, weil sie des dichten Schlusses, wie er für solche Räume erforderlich ist, entbehren und als gute Wärmeleiter mehr Schwitzwasser erzeugen, als hölzerne Fenster.

Man verwendet zu den eisernen Fenstern sowohl Guß- als Schmiedeeisen. Gußeiserne Fenster gestatten eine größere Freiheit in der Formbildung, sind aber wegen des spröderen Materials leichter zerbrechlich, so daß sie starken Erschütterungen nicht zu widerstehen vermögen. Man fertigt in neuerer Zeit deshalb meistens schmiedeeiserne Fenster, zumal der Preisunterschied zwischen guß- und schmiedeeisernen Fenstern heutzutage kein nennenswerter ist. Auch sind, wenn man sich nicht an ein bestimmtes Modell binden will, schmiedeeiserne Fenster gewöhnlich leichter und schneller zu beschaffen, als gußeiserne.

a. Gußeiserne Fenster.

Kleinere Fenster werden in einem Stücke gegossen, bei Fenstern von über 1 × 2 m Größe empfiehlt sich mit Rücksicht auf die Sicherheit gegen Zerbrechen bei der Beförderung und dem Einsetzen die Zerlegung der Fläche in mehrere Teile.

Mittels Herdguß hergestellte Fenster können ihres schlechten Aussehens halber nur zu untergeordneten Zwecken verwendet werden; in beistehenden Fig. 412 und 413 ist Rahmen und Sprosse eines solchen Fensters in natürlicher Größe dargestellt.

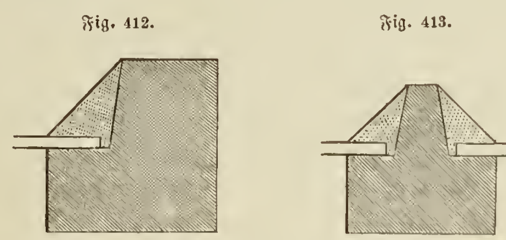


Fig. 412. Fig. 413.

Beim Kastenguß können die Eisen jedes beliebige Profil erhalten, es ist jedoch darauf zu sehen, daß die Querschnitte der Rahmen und der Sprossen nicht merklich verschieden ausfallen, weil zu ungleiche Querschnitte beim Erkalten des Gußeisens Spannungen erzeugen, und leicht ein Springen und Reißen verursachen. Die Verglasung liegt in einem Kittfalze, doch ohne ein „Verstiften", da dasselbe bei gußeisernen Fenstern zu kostspielig werden würde. Das Gewicht gewöhnlicher gußeiserner Fenster schwankt zwischen 23 kg f. d. qm bei größeren und 29 kg bei kleineren Fenstern.

Auf Taf. 76 ist in Fig. 6—10 ein gußeisernes Kippfenster, das sich um die wagerechte Achse x x dreht, dargestellt. Die Achse x x befindet sich etwas oberhalb der Mitte, so daß sich das Fenster durch das Übergewicht des unteren schwereren Teils des Flügels schließt. Der Flügel schlägt in einen gußeisernen Rahmen a a (Fig. 8, 9 u. 10), und zwar so, daß sich der Falz auf der oberen Hälfte des Rahmens innen, auf der unteren Hälfte außen befindet; b (Fig. 8) ist ein Wasserschenkel, an dem das vom Fenster abfließende Wasser abtropft.

Ein großes Kirchenfenster aus Gußeisen mit Maßwerk, das für die St. Marienkirche in Danzig 1843 durch die königliche Eisengießerei in Berlin ausgeführt wurde (Notizblatt des Architekten-Vereins 1844), ist auf Taf. 76 in Fig. 1—5 dargestellt. Der Rahmen ist 19,9 m hoch und 6,36 m breit; das Gewicht des Fensters beträgt 15 200 kg. Jeder der sieben vertikalen Pfosten ist aus fünf Stücken von 2,85 m Länge zusammengesetzt. Nach Fig. 2 besteht jedes dieser Stücke bei den beiden mittleren stärkeren Pfosten aus vier Teilen, von denen die beiden Hauptteile, da wo sie zusammenstoßen, den Kittfalz a a bilden; die beiden Rundstäbe b b sind stumpf aufgesetzt und angeschraubt. Die Verbindung der beiden Hauptteile wird durch 10,5 cm breite Muffen d d im Innern der Pfosten mittels der Schrauben c c bewirkt (Fig. 5); die beiden äußeren starken Pfosten (Fig. 3) sind ähnlich zusammengesetzt, desgleichen die drei schwächeren Pfosten Fig. 4. Sämtliche Pfosten stehen auf einer 36 cm breiten, in einem Stück mit Rahmleisten gegossenen Sohlplatte, über welcher die etwa 36 cm hohe Sohlbank aufgemauert ist.

Die Quersprossen werden durch geschmiedete 6 cm hohe, 2,6 cm starke Eisenstäbe gebildet, für welche in der senkrechten Glasnut a Löcher in den gußeisernen Pfostenstücken ausgespart sind. Der Spitzbogen und das Maßwerk sind ebenfalls aus einer größeren Anzahl einzelner Stücke zusammengesetzt. Die Wandstärke des Gußeisens beträgt durchschnittlich 13 mm.

b. Schmiedeeiserne Fenster.

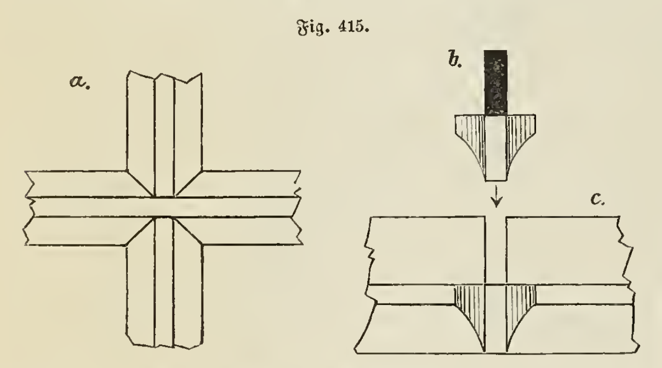
Dieselben werden aus einem Rahmen von Winkeleisen (mitunter auch Flacheisen) und einem Netzwerk aus besonderen Profileisen, sog. „Fenstereisen" gebildet. Letztere werden in Größen von 20—40 mm Höhe von mehreren Werken gewalzt. Zu den mittleren Sprossen dienen die zweiseitigen Eisen (Fig. 414 b), zu den mit dem Rahmen verbundenen seitlichen Sprossen einseitige (halbirte) Stäbe (Fig. 414 a). Am gebräuchlichsten sind Sprossen von 25 und 30 mm Höhe. Erstere sind bei einer Scheibengröße bis zu 25.30 cm und etwa bis zu 1,2 m breiten Fenstern, letztere bei einer Scheibengröße bis zu 30.35 cm und

Fig. 414 a und b.



einer Fensterbreite von etwa 1,5 m zu verwenden. Größere Fenster teilt man durch Flacheisenstäbe in eine entsprechende Anzahl Felder. — Die Befestigung der einseitigen Fenstereisen an den Rahmen und Flacheisen erfolgt mittels versenkter Niete. An den Kreuzungspunkten werden die Sprosseneisen nach Fig. 415 überkämmt, indem aus jedem der beiden sich kreuzenden Eisen die entsprechende Hälfte mit einer besonderen Stanzmaschine ausgeschnitten wird. Am widerstandsfähigsten gegen Windstoß wird hierbei das Fenster, wenn bei der kürzeren (gewöhnlich der horizontalen) Sprosse die nach dem Inneren des Gebäudes liegende Hälfte nicht ausgeschnitten wird, sondern voll durchgeht. An der Kreuzungsstelle werden die Sprossen etwas verstemmt, aber nicht weiter verbunden.

Fig. 415.



Der Kittfalz wird in der Regel nach außen gelegt, nur in Fällen, in welchen ein Verglasen von außen wegen unzugänglicher Lage schwierig ist, kann die Anordnung des Kittfalzes nach innen zweckmäßig sein. Alsdann ist jedoch bei freier Lage des Fensters, um ein Eindrücken der Scheiben bei Sturmwind und noch weichem Kitt zu verhüten, ein Verstiften derselben notwendig.

Behufs Lüftung werden vielfach einzelne Scheiben, oder einzelne Gruppen von Scheiben aufgehend eingerichtet. Ein Beispiel eines größeren, durch Flacheisen geteilten Fensters mit aufgehenden Scheiben ist auf Taf. 77 dargestellt. Die aufgehenden Fensterteile, deren Konstruktion aus Schnitt e-f ersichtlich, sind durch Schraffur hervorgehoben. Der Rahmen des Fensters ist aus einem Winkeleisen gebildet, welches mit Haken oder Bankeisen am Mauerwerk befestigt wird. — Das Gewicht derartiger Fenster schwankt zwischen 25—30 kg f. d. qm.

Statt der Fenstereisen werden zu den Sprossen mitunter auch ⊥-Eisen verwendet. Die Überkämmung in den Kreuzungspunkten erfolgt hierbei in der Weise, daß aus dem einen ⊥-Eisen der Steg, aus dem anderen der Flansch ausgeschnitten wird.

Taf. 78 zeigt zwei hierher gehörige Beispiele. Fig. 1 bis 4 stellt die Fenster der städtischen Turnhalle in Karlsruhe dar. Rahmen und Sprossen sind aus ⊥-Eisen gebildet, während die Wasserschenkel aus zwei ⌊-Eisen b u. c (Fig. 2) zusammengesetzt sind. Zum Lüften sind drei bewegliche Flügel O an jedem Fenster angeordnet, deren Querschnitt aus den Fig. 2, 3 und 4 ersichtlich ist. Die Flügel sind aus ⌊-Eisen zusammengesetzt, während zu den Wasserschenkeln ⅂-Eisen verwendet sind. Die Flügel, von welchen die oberen mit Voreiber, die unteren mit Federfalle zu verschließen sind, bewegen sich in aufgesetzten Scharnierbändern.

Fig. 5—12 stellt Fenster mit nach außen zu öffnenden Flügeln dar, welche sich an — nach Art der Fig. 291, S. 185 konstruirten — Schuppendächern der Zentralwerkstätte auf Bahnhof Karlsruhe befinden. Fig. 5 zeigt einen Teil der Ansicht, Fig. 6 den Querschnitt. Die in Entfernungen von 1,07 m stehenden T-Säulen x der geneigten Fachwand sind am oberen Ende durch das Winkeleisen M verbunden. Die so gebildeten Fache werden durch die auf die äußere Seite der T-Säulen aufgenieteten ⊥-Sprosseneisen in sechs Felder geteilt. In einzelnen Fachen bilden die beiden oberen Felder je ein zum Auswärtsstellen gerichtetes Klappfenster Z (Fig. 5 und 6), dessen Rahmen aus ⊥-Eisen w (Fig. 7 und 8) hergestellt ist und seitlich in das auf den T-Trägern befestigte ⌊⌋-Eisen u (Fig. 8) schlägt. Letzteres leitet das Wasser auf die unteren feststehenden Teile ab, während an dem oberen horizontalen Rahmen des Flügels der Verschluß durch ein aufgenietetes Eisenstäbchen Y (Fig. 7) bewirkt ist.

§ 3.

Thüren und Thore.

Bei inneren Thüren wird Eisen hauptsächlich dann verwendet, wenn ein diebessicherer Verschluß erzielt werden soll, bei äußeren Thüren und Thoren spricht außerdem die Festigkeit und das monumentalere Aussehen für Verwendung des Eisens an Stelle des Holzes.

Zum feuersicheren Abschluß von Wandöffnungen sind hingegen einfache eiserne Thüren nicht genügend, da erfahrungsmäßig derartige Thüren in der Brandhitze sich stark ausbiegen und demnach das Feuer nur auf kurze Zeit von dem zu schützenden Raume abhalten. Ein vollständig feuersicherer Abschluß wird nur durch doppelwandige Blechthüren mit eingelegtem schlechtem und unverbrennlichem Wärmeleiter (Asbest, Schlackenwolle u. a.) erzielt. Auch Holzthüren aus hartem Holz mit Eisen- oder Zinkblechbeschlag sollen sich bei Bränden gut bewährt haben. In neuerer Zeit werden vielfach zu feuersicheren Thüren eiserne Rahmen mit Füllflächen aus Rabitzputz verwendet, welche nach angestellten Versuchen eine genügende Widerstandsfähigkeit gegen Brandhitze entwickeln.

Die Thüren werden sowohl in Schmiede- als in Gußeisen angefertigt. Zu den Prachtthoren wird auch mehrfach Bronzeguß angewendet. Derartige Thorflügel aus Gußmetall werden meist in einer Fläche gegossen, auf welche die aus Schmiede-

eisen bestehenden Schlagleisten und Bänder aufgeschraubt werden.

Gewöhnliche innere Thüren aus Schmiedeeisen bestehen aus einem Rahmen von L-, ⊥- oder Flacheisen und aufgenietetem, 3—7 mm starken glatten Blech, welches durch aufgelegte Flacheisenbänder und Verzierungen belebt werden kann.

Auf Taf. 79 (rechts) ist eine solche Thür von einfacheren Formen dargestellt. Ganz in gleicher Weise sind eiserne Thore auszubilden, wenn diese ebenfalls mit vollem Blech bekleidet sind. Das Gerippe ist hier nur entsprechend der Größe stärker zu gestalten, damit ein Federn und Werfen der Thorflügel vermieden wird. Vielfach tritt an Stelle der vollen Blechfüllung im oberen Teil des Thores ein Gitterwerk aus Guß- oder Schmiedeeisen. Derartige, mit reichem Zierrat versehene Thore zeigen die Abbildungen auf Taf. 79 u. 80.

Werden die Thore nur mit Gitterwerk, oder auch mit Holz- oder Glasfüllung an Stelle der Blechbekleidung versehen, so ist außer dem Rahmen noch eine kräftige Versteifung der Flügel durch Schrägstäbe und Riegel erforderlich.

Ein solches Gitterthor von einfacheren Formen ist das auf Taf. 81 dargestellte Eingangsthor am Polytechnikum zu Karlsruhe.

Ein mit Bohlen bekleidetes Eisenthor, wie solches für Scheunen und ähnliche Bauten seiner Festigkeit, Leichtigkeit und Billigkeit halber zu empfehlen ist, zeigt Taf. 82, Fig. 1—11. Der Rahmen besteht aus zwei zusammengesetzten Winkeleisen, Riegel und Streben aus einfachen Winkeleisen. Der Anschlag der Schlagesäule wird durch ein angenietetes Flacheisen hergestellt.

Auf Taf. 83 ist ein schmiedeeisernes Thor mit Wellblechbekleidung und Oberlicht mit allen Einzelheiten dargestellt, welches sich namentlich für Werkstätten, Lokomotivschuppen u. a. eignet. In der unteren Hälfte des einen Thorflügels ist eine kleinere Thür für den gewöhnlichen Fußgängerverkehr angebracht. Jeder der beiden Thorflügel besteht aus einem Rahmen von ⊏-Eisen, welcher durch zwei aus L-Eisen hergestellte Streben und ein aus Flacheisen mit Spannschloß gebildetes Zugband, sowie durch mehrere, teils ⊏-, teils L-förmige Riegel versteift wird. In dem rechten Flügel ist die untere Strebe unterbrochen, um Raum für die kleine Durchgangsthür zu schaffen. Die Schlageleiste des Thores wird durch ein auf dem Rahmen aufgenietetes ⊥-Eisen gebildet (Fig. 2a u. 2e). Ebenso ist am Fuß des Rahmens ein L-Eisen als Anschlag untergenietet (Fig. 2d u. 2c), welches indessen auch entbehrt und durch Tieferlegen des Rahmens selbst ersetzt werden könnte. Die Drehung der Thorflügel erfolgt um eine in Verlängerung des oberen ⊏-förmigen Riegels angebrachte geschmiedete Angel (Fig. 5a), welche mit dem Rahmen verschraubt ist und auf einem eingemauerten Zapfen ruht, sowie um eine nach Fig. 2f an dem Rahmen befestigte geschmiedete Pfanne, welche sich auf einem im Fundament eingelassenen Stahlzapfen dreht. Die Pfanne erhält eine Einlage von Rotguß, behufs Verminderung der Abnutzung. Diese Anordnung ist der umgekehrten der Tafel 82, bei welcher der Zapfen am Thor befestigt und die Pfanne im Fundament eingelassen ist, vorzuziehen, da auf diese Weise das Eindringen von Schmutz in die Pfanne vermieden wird.

Das Thor ist im unteren Teil mit Wellblech, im oberen mit Glasfenstern bekleidet. Das Wellblech wird an dem Rahmen und den Riegeln aufgenietet, und stößt oben unter das als Rahmen für das Glasfenster dienende Winkeleisen (Fig. 2b und 3d), während es unten gegen ein 4 mm starkes unter den Rahmen genietetes Blech anläuft (Fig. 2a und 2c). Auf diese Weise ist das Eindringen von Wasser durch die Wellen verhindert (vgl. S. 165).

Die kleine Eingangsthür besteht aus einem aus ⊥-Eisen gebildeten Rahmen und einem mittleren Riegel, auf welchen das Wellblech aufgenietet ist. Die Einzelheiten gehen aus Fig. 7 deutlich hervor.

Fig. 4 zeigt den Thorverschluß. Eine drehbare, oben und unten mit horizontalem Haken versehene Rundstange läuft an der Innenseite der Schlagsäule entlang und ist an dieser mittels Bügeln befestigt. Ein zweites durch je zwei Gelenke mit der ersten Stange verbundenes kürzeres Rundeisen läßt sich mittels eines Handgriffs auf und ab bewegen, wobei die beiden scharnierartigen Verbindungsstücke zwischen beiden Stangen in je eine an der Schlagsäule des zweiten Thorflügels befestigte Falle greifen. Mittels der Fallen werden die beiden Thorflügel mit einander verbunden, während die beiden Haken das Thor an dem Thorbogen und dem Sohlstein befestigen. Beim Öffnen des Thores wird demnach der Handgriff erst gehoben und dann gedreht. — Bemerkenswert ist die Konstruktion des oberen Zapfens im Thorbogen. Da ein in gewöhnlicher Weise als Steinschraube in das Gewölbe eingelassener Zapfen erfahrungsgemäß leicht locker wird und das Gewölbe beschädigt, so ist hier der Zapfen als vorspringende Nase einer auf die ganze Tiefe in der Lagerfuge des Bogens durchgehenden, hinten mit Querstück versehenen gußeisernen Platte (Fig. 4c, d u. e) ausgebildet. Letztere ist mit Rillen versehen, um ein festes Anhaften in der Mörtelfuge zu erzielen.

Gewicht des Thors einschl. Wellblech und Pfannen = 800 kg.

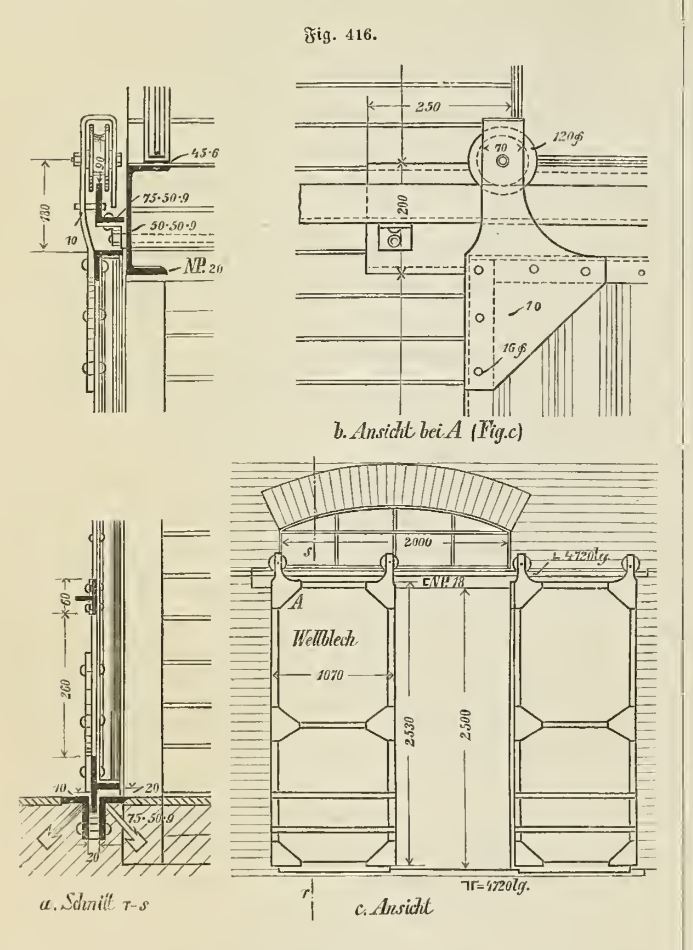
* * *

In vielen Fällen ist für das Öffnen der Drehflügel kein Raum vorhanden. Alsdann sind Schiebethore am Platze, welche in der Regel aus einem Eisenrahmen mit Holz- oder Blechbekleidung bestehen. Am oberen Rahmenstück derartiger Thorflügel werden zwei Laufrollen befestigt,

welche auf einer mit der Wand verbundenen Flachschiene laufen. Am unteren Ende wird die Führung durch einen mit Flacheisen gesäumten Schlitz bewirkt.

Ein für untergeordnete Räume brauchbares Schiebethor mit Wellblechbekleidung zeigt Fig. 416. Werden derartige Thorflächen vom Regen getroffen, so ist in gleicher Weise wie bei den Fachwänden (vgl. S. 165 b) dafür zu

Fig. 416.



sorgen, daß das vom Wellblech ablaufende Wasser nicht etwa in den Innenraum gelangt. Bei dem in Fig. 416 dargestellten Beispiel war hierauf keine Rücksicht zu nehmen, da das Thor durch ein weit ausladendes Dach vor Schlagregen geschützt ist.

§ 4.

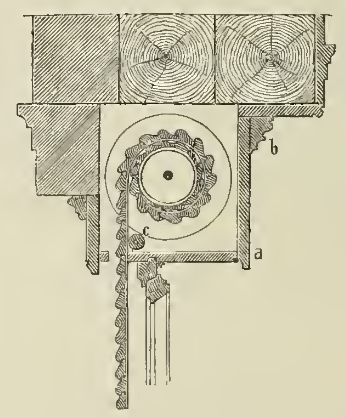
Verschlußläden.

Je nachdem die Verschlußläden von Fenstern und anderen Öffnungen den Zweck haben, das mutwillige Zertrümmern von Glasscheiben zu verhindern, oder auch einen diebessicheren Verschluß zu gewähren, oder schließlich Schutz gegen Feuer zu bieten, ist die Konstruktion eine teilweise verschiedene. Für den ersteren Zweck genügen bereits hölzerne Läden, für den zweiten und dritten sind eiserne Verschlüsse notwendig. Bezüglich der Feuersicherheit gilt das bei den eisernen Thüren gesagte, wonach eine einfache Blechwand nur für bestimmte Zeit das Feuer zurückzuhalten vermag. In neuerer Zeit finden solche Verschlüsse hauptsächlich bei den Bühnenöffnungen der Theatergebäude Anwendung. —

Kleinere Öffnungen werden meist mittels Drehläden geschlossen, welche bei Anwendung von Eisen ganz wie die eisernen Thüren auszubilden sind. Bei größeren Öffnungen kommen gewöhnlich Roll- und Schiebeläden in Anwendung.

a) Die hölzernen Rollläden bestehen aus einer Reihe auf Leinwand aufgeleimter Holzstäbe (Fig. 417). Die so gebildete Tafel wird in einer mit 1,5 cm tiefer Nut

Fig. 417.



versehenen und am Fensterrahmen befestigten Holzzarge geführt. Die Rollstäbe sind 2,2 cm stark und 4—6 cm breit. Sie müssen genau von gleicher Breite sein, weil sie sich sonst nicht parallel legen. Die Rolltafeln werden auf einer Welle von 6—9 cm Dicke, die sich meist in der oberen Sturzleibung des Fensters befindet, aufgewickelt. Am einen Ende der Welle befindet sich eine Blechscheibe, welche das Verschieben der Tafel verhindert; auf der anderen Seite geschieht dies durch die Rolle oder Riemscheibe, welche mit einer gleichen Blechscheibe versehen ist. Die eisernen Zapfen der Welle liegen in offenen Lagern, welche in den Seiten der Mauern befestigt sind. Die Verkleidung des Raumes, worin sich die Welle befindet, muß so beschaffen sein, daß ein Teil ab (Fig. 417) sich öffnen läßt, um zur Vorrichtung gelangen zu können.

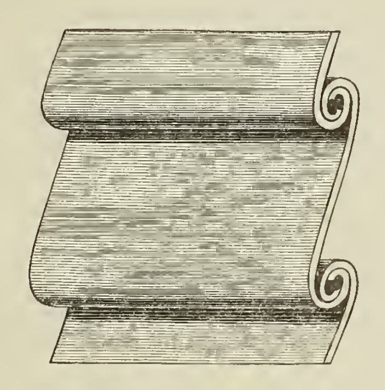
Damit sich die Leinwand, auf der sich die Leisten befinden, nicht durchreibt, ist bei c eine Führungswelle angeordnet. — Die Rolle kann auch, wenn es oben an Raum mangelt, unter dem Fenster angebracht werden (Taf. 41). In diesem Falle läuft der Riemen über eine obere Führungsrolle und wird mittels Kurbel auf eine Walze aufgerollt.

b) Bei den eisernen Rollläden hat man zwei Arten zu unterscheiden, solche, bei welchen der Laden aufgezogen werden muß, und solche, bei welchen sich der Laden mittels Spiralfedern von selbst aufwickelt, während er zum Schließen herabgezogen werden muß.

Bei der ersten Anordnung müssen die Läden, um das Aufrollen zu gestatten, aus schmalen Blechstreifen zusammengesetzt werden, deren Verbindung jedoch so beschaffen sein muß, daß ein Abbiegen oder Abbrechen nicht erfolgen kann.

In Fig. 418 ist die gewöhnliche Art der Verbindung der Blechstreifen angegeben; letztere sind an den beiden

Fig. 418.



Langseiten aufgerollt und so ineinander geschoben, daß sie sich leicht bewegen und eine Trennung der einzelnen Bleche nur dann erfolgen kann, wenn sie seitlich auseinander gezogen werden; ebenso ist ein Ausbiegen der Blechstreifen aus der Verbindung sehr schwierig, da dieselben durch die Aufrollung, selbst bei geringer Stärke, eine große Steifigkeit erhalten.

Ein solcher Laden ist auf Taf. 84 dargestellt, und zwar in Fig. 1 der Grundriß, in Fig. 2 der Durchschnitt des Fensters mit der Verschlußvorrichtung; in Fig. 3 die Ansicht von innen; in Fig. 4 die vordere und die Seitenansicht des gegossenen Lagers A (Fig. 3); in Fig. 5 Querschnitt und Ansicht der gefalzten Bleche, aus welchen der Laden besteht, in $^1/_4$ wirklicher Größe; Fig. 6 zeigt die Kurbel B (Fig. 2) in doppeltem Maßstabe, und Fig. 7 endlich den Querschnitt und die teilweise Ansicht des Rahmens C (Fig. 1) in $^1/_4$ wirklicher Größe.

Die Rolltafel besteht, wie oben ausgeführt, aus S förmig gefalzten Blechen, von welchen das letzte auf die, 14 mm im Durchmesser starke schmiedeeiserne Welle a (Fig. 3) aufgenietet ist, auf der sich der Laden aufrollt. An den Enden dieser Welle sind Zapfen angeschmiedet, welche in den Lagern Fig. 4 ruhen. Letztere sind mit je zwei Steinschrauben an den Fenstergewänden befestigt.

Damit die Rolltafel sich nicht verschieben kann, sind die Blechscheiben b b (Fig. 3) an der Welle befestigt, während die hölzerne 6—9 cm starke Welle c (Fig. 2 und 3) den Zweck hat, die Reibung zu vermindern.

An dem einen Ende der eisernen Welle a (Fig. 3) befindet sich ein Winkelrad von Gußeisen, welches in ein gleiches der senkrechten Welle d eingreift. Letztere trägt an ihrem unteren Ende ebenfalls ein Winkelrad, welches durch die Kurbel in Bewegung gesetzt wird. Die Welle d endet oben in einem Zapfen, welcher durch das Lager (a in Fig. 4) gehalten wird. Unten wird sie durch einen schmiedeeisernen Bügel b (Fig. 6) geführt, auf welchem sie zugleich mittels eines angeschmiedeten Ringes aufsitzt.

Die Welle c (Fig. 6) läuft mittels Zapfen in der durch Steinschrauben am Gewände gehaltenen Platte d und wird durch den Bügel b geführt. Vor letzterem befindet sich auf der Welle ein Zahnrädchen mit einem Sperrhaken, wodurch es ermöglicht wird, die Rolle in jeder beliebigen Lage festzustellen. Die Rolltafel läuft in zwei schmiedeeisernen Rahmen r (Fig. 7), hinter welchen das Spiegelglas s liegt, das durch die aufgeschraubte Schiene „Glasfalzleiste" t gehalten wird.

Der herabgelassene Rollladen wird unten durch zwei Haken von innen gefaßt, damit er von außen nicht gehoben werden kann. Bringt man an den obersten Blechen kleine Schlitze an, so kann man das Innere des abgeschlossenen Raumes mäßig erleuchten.

Fig. 419.

Die selbstrollenden Läden bestehen gewöhnlich aus einem einzigen gewellten Gußstahlblech von $^1/_2$—1 mm Stärke. Dieselben sind nach nebenstehender Fig. 419 gewellt und zwar beträgt die Entfernung von Wellenberg zu Wellenberg etwa 25—30 mm, die Wellenhöhe 15 mm. Durch die querlaufenden Wellen erhält die einzige Gußstahlblechtafel in der Breite große Steifigkeit, in der Länge aber eine solche Biegsamkeit, daß sie sich bequem zusammenrollen läßt. Letzteres wird selbstthätig durch Spiralfedern bewirkt.

Bei diesen Läden ist jedoch zu bemerken, daß sie sich nur für Fensterbreiten von höchstens 2,5 m mit Vorteil verwenden lassen, da bei größerer Breite die Bleche unter dem Einfluß von Sonne, Wind ꝛc. leicht faltig werden und sich dann schlecht aufrollen, wenn nicht etwa besondere senkrechte Versteifungseisen angeordnet werden.

c) Die Schiebeläden bestehen aus mit Blech bekleideten Eisenrahmen, welche, je nachdem der Raum es gestattet, nach oben, unten, oder zur Seite verschoben werden. Ebenfalls von der Größe dieses Raumes hängt es ab, ob eine einzige Tafel verwendet werden kann, oder ob dieselbe in mehrere Teile zerlegt werden muß, welche sich ineinander schieben.

Auf Taf. 85 ist ein Ladenverschluß mit eisernen Schiebeläden dargestellt, bei welchem jedes der beiden Schaufenster, sowie auch die zwischen denselben befindliche Ladenthür ihren besonderen Verschluß hat.

Fig. 1 zeigt den Grundriß der beiden Fenster mit der Thür in der Mitte und die Anordnung der Verschlußvorrichtung; Fig. 2 die äußere Ansicht; Fig. 3 die äußere Ansicht des Verschlusses nach Hinwegnahme der gegossenen Pfeilerverblendung; Fig. 4 den Durchschnitt nach der Linie $\alpha\beta$ (Fig. 1); Fig. 5 den horizontalen Schnitt $\gamma\delta$ (Fig. 4); Fig. 6 den senkrechten Durchschnitt durch die Mitte des Schaufensters; Fig. 7 das untere Ende der Ladenteile 1 und 2 (Fig. 3) in $^1/_4$ wirklicher Größe mit der Ansicht der Führungen; Fig. 8 die Führungen zu beiden Seiten eines Ladens; und endlich Fig. 9 dieselben Führungen im senkrechten Durchschnitt und der Ansicht in $^1/_4$ wirklicher Größe.

Der Verschluß besteht nun aus fünf sich über einander schiebenden Tafeln starken Eisenbleches (Fig. 3), welche mittels einer Kurbel (Fig. 4) sowie zwei mit Winkelrädern versehenen und oben durch eine Welle verbundenen Schraubenspindeln mit geringem Kraftaufwande auf- und abwärts bewegt werden. Die Bewegung kann beliebig unterbrochen und die Kurbel sich selbst überlassen werden, ohne daß man eine Sperrvorrichtung nötig hätte, weil das auf den Schrauben lastende Gewicht das Werk nicht in Bewegung setzen kann.

Die Schraubenspindeln sitzen unten in den gußeisernen Stühlen a (Fig. 3—4) und sind oben durch gußeiserne Bügel b geführt. Bügel und Stühle sind mittels Steinschrauben befestigt. Ebenso läuft die wagerechte Welle c (Fig. 3), welche die Bewegung der einen mit der Kurbel direkt verbundenen Schraubenspindel auf die andere überträgt, in gegossenen Lagern d d.

Die auf- und abgehende Bewegung der Läden geschieht mittels innerhalb mit Schraubengewinden versehener und in die Schraubenspindeln eingreifender Muffen f f (Fig. 3), welche mit der untersten Blechtafel vernietet sind, und steigen oder fallen, je nachdem man die Kurbel in einer oder der anderen Richtung dreht.

Jede Blechtafel ist unten mit einem Winkeleisen w (Fig. 7) und oben mit einem Flacheisen s versehen. Die unterste Tafel, welche bei ihrer aufwärtsgehenden Bewegung mittels des Winkeleisens w zunächst die zweite, sodann die dritte Tafel hebt, bis sich die fünf Tafeln hinter dem gegossenen Gesims q (Fig. 6) verborgen haben, hat noch eine besondere Versteifung t.

Um die Blechtafeln in gehörigem Abstande von einander zu erhalten, wird jede derselben in einem besonderen Falz geführt (Fig. 8), deren somit bei vorstehendem Beispiel fünf notwendig sind.

Diese Führungen werden aus starken Eisenblechschienen a (Fig. 6 und 9) gebildet, zwischen welche von Zeit zu Zeit kurze Blechstücke b b (Fig. 8—9) zur Herstellung der Falze gesetzt werden. Die Dicke derselben ist etwas größer als die des Ladens, damit sich letzterer leicht und frei in den Falzen bewegen kann. Die Führung wird mit dem gegossenen Rahmen d durch Nietung c verbunden, worauf die gußeisernen Platten f, welche die Pfeiler bilden und die Verschlußvorrichtung verstecken, aufgeschraubt werden (e Fig. 9).

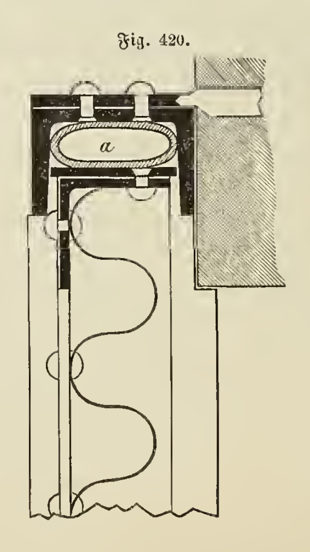
Da, wie anfangs bemerkt, jeder der drei Ladenverschlüsse für sich bewegt wird, so sind auch drei Kurbeln notwendig, deren Lage im Grundriß Fig. 1 mit A bezeichnet ist. Zum Aufsetzen der gegossenen Pfeilerplatten besitzt der mit Steinplatten und Deckel verkleidete Sockel einen entsprechenden Vorsprung.

Zur Herstellung dieser drei Verschlüsse waren erforderlich: 370,5 kg Gußeisen und 812,5 kg Schmiedeeisen. Da die drei Blechläden zusammen einen Quadratinhalt von 13,7 qm besitzen, so wiegt 1 qm mit Zubehör 86,4 kg. —

Zu den Schiebeläden gehören auch die zum Abschluß der Bühnenöffnungen bei ausbrechendem Feuer dienenden eisernen Vorhänge. Dieselben widerstehen zwar der Glut des Feuers nicht lange, vermutlich aber immerhin auf einen Zeitraum, welcher genügt, den Zuschauerraum gefahrlos zu räumen.

Außer den Flammen müssen durch den eisernen Vorhang auch die giftigen Rauchgase zurückgehalten werden, weshalb eine gute Dichtung der Fugen anzustreben ist.

Fig. 420.



Diese Dichtung wird unter anderm bei dem Hamburger Stadttheater durch einen in dem Führungseisen liegenden, mittels Flacheisen gehaltenen Hanfschlauch a (Fig. 420) bewirkt, welcher bei Gebrauch des Vorhanges mit der Wasserleitung in Verbindung gebracht wird und sich in gefülltem Zustande dicht an die Wandungen anlegt.

§ 5.

Glockenstühle.

Da die hölzernen Glockenstühle sehr viel Raum einnehmen, so werden dieselben neuerdings, namentlich bei größeren Anlagen, vielfach in Schmiedeeisen hergestellt. Der Stuhl hat den Zweck die Achse der Glocke zu stützen und den nötigen Spielraum für die schwingende Glocke zu gewähren. In allen Fällen, in welchen das Mauerwerk des Turmes in Höhe des Gebäudes nicht stark genug zur Aufnahme der durch das Geläut entstehenden Schwingungen erscheint, dient der entsprechend hoch ausgebildete Stuhl außerdem zur Übertragung der Schwingungen auf tiefer liegende tragfähige Mauerschichten. Hierbei ist es vorteilhaft, unter den Füßen des Stuhles einen versteiften horizontalen Boden anzuordnen.

Der für eine Glocke erforderliche Spielraum ist verschieden und hängt wesentlich von der Aufhängungsart ab.

Man hat hauptsächlich zwei derartige Aufhängungsarten zu unterscheiden, je nachdem die Drehachse im Scheitel der Glocke, oder aber tiefer angeordnet wird. Im ersteren Falle wird ein kräftiges Anschlagen der Glocke, mithin ein besseres Geläut, im zweiten Falle eine leichtere Beweglichkeit der Glocke erreicht. Je mehr sich nun die Drehachse dem Schwerpunkt der Glocke nähert, desto geringer wird der Spielraum, welchen die schwingende Glocke verlangt.

Außer dem nötigen Spielraum ist die in den Achsen der schwingenden Glocke entstehende Kraft für die Bemessung der Stühle von Belang.

Nachstehend geben wir die nach der Theorie sich ergebenden Werte für den Spielraum und die Achsdrücke der Glocke bei gewöhnlicher Aufhängung (Drehachse etwas über dem Scheitel der Glocke).[1])

Ausdehnung von Mitte Drehachse bis zur Klöppelspitze	2,2072 D	D = Durchmesser, Q = Gewicht der Glocke.
Größter horizontaler Achsendruck	1,5620 Q	
Größter vertikaler Achsendruck	3,1087 Q	

1) Handbuch der Architektur III, 6.

Es empfiehlt sich, den Glockenstuhl stets für diese Aufhängung zu bemessen, da er dann überhaupt für jede Aufhängungsart genügt und die Eisenstärken doch in der Regel praktisch größer gewählt werden müssen, als es die Rechnung ergibt. Mit Rücksicht hierauf und auf die bei den Schwingungen der Glocke etwa vorkommenden Stöße wähle man auch die Werte des Achsendruckes etwa doppelt so groß, als vorstehend angegeben.

Das Gewicht Q der Glocke läßt sich annähernd aus dem Durchmesser nach folgender Tabelle[2]) ermitteln:

Unterer Durchmesser in m	Gewicht der Glocke in kg									
	,0	,1	,2	,3	,4	,5	,6	,7	,8	,9
0,	—	—	—	15	34	67	116	184	275	392
1,	537	714	927	1179	1472	1810	2197	2635	3128	3678
2,	4289	4966	5710	6524	7412	8378	9424	10553	11769	13075

Auf Taf. 86 ist der Glockenstuhl der Kirche zu Harsum dargestellt. Das Geläut besteht aus vier Glocken, von welchen die Achsen der beiden größeren in einer Höhenlage nebeneinander, die Achsen der kleineren Glocken senkrecht über diesen gelagert sind. Das Eisengerüst des Stuhles besteht dementsprechend aus drei parallelen Fachwänden, welche die Achsen der Glocken aufnehmen und welche am äußeren Umfang durch Querverbände gekuppelt sind.

Die Achsen laufen in sogenannten Antifriktionslagern, welche die beim Läuten zu überwindende Reibung auf ein thunlichst geringes Maß herabmindern sollen. Der Achszapfen ruht hierbei zunächst auf einem Bügel (Fig. 6b), welcher am oberen Ende b mittels Schneide aufgehängt ist, und um diese Schneide pendelt. Seitlich wird die Achse durch zwei ähnliche horizontal liegende Pendel gehalten, welche um die äußeren Endpunkte schwingen und deren inneres Ende an einem gleicharmigen am Glockenstuhl mittels Zapfen befestigten und um diesen Punkt drehenden Hebel aufgehängt ist.[3])

2) Klasen, Handbuch der Hochbaukonstruktionen in Eisen. Leipzig 1876, S. 230.

3) Über weitere Aufhängungsarten siehe: Handbuch der Architektur, III. Teil, Bd. 6, S. 47 u. f.



Anhang.

Tabellen.

Tabelle I.

Trigonometrische Verhältniszahlen.

Grad	Sinus 0′	10′	20′	30′	40′	50′	
0	0,000	0,003	0,006	0,009	0,012	0,015	89
1	0,017	0,020	0,023	0,026	0,029	0,032	88
2	0,035	0,038	0,041	0,044	0,047	0,049	87
3	0,052	0,055	0,058	0,061	0,064	0,067	86
4	0,070	0,073	0,076	0,078	0,081	0,084	85
5	0,087	0,090	0,093	0,096	0,099	0,102	84
6	0,105	0,107	0,110	0,113	0,116	0,119	83
7	0,122	0,125	0,128	0,131	0,133	0,136	82
8	0,139	0,142	0,145	0,148	0,151	0,154	81
9	0,156	0,159	0,162	0,165	0,168	0,171	80
10	0,174	0,177	0,179	0,182	0,185	0,188	79
11	0,191	0,194	0,197	0,199	0,202	0,205	78
12	0,208	0,211	0,214	0,216	0,219	0,222	77
13	0,225	0,228	0,231	0,233	0,236	0,239	76
14	0,242	0,245	0,248	0,250	0,253	0,256	75
15	0,259	0,262	0,264	0,267	0,270	0,273	74
16	0,276	0,278	0,281	0,284	0,287	0,290	73
17	0,292	0,295	0,298	0,301	0,303	0,306	72
18	0,309	0,312	0,315	0,317	0,320	0,323	71
19	0,326	0,328	0,331	0,334	0,337	0,339	70
20	0,342	0,345	0,347	0,350	0,353	0,356	69
21	0,358	0,361	0,364	0,367	0,369	0,372	68
22	0,375	0,377	0,380	0,383	0,385	0,388	67
23	0,391	0,393	0,396	0,399	0,401	0,404	66
24	0,407	0,409	0,412	0,415	0,417	0,420	65
25	0,423	0,425	0,428	0,431	0,433	0,436	64
26	0,438	0,441	0,444	0,446	0,449	0,451	63
27	0,454	0,457	0,459	0,462	0,464	0,467	62
28	0,469	0,472	0,475	0,477	0,480	0,482	61
29	0,485	0,487	0,490	0,492	0,495	0,497	60
30	0,500	0,503	0,505	0,508	0,510	0,513	59
31	0,515	0,518	0,520	0,522	0,525	0,527	58
32	0,530	0,532	0,535	0,537	0,540	0,542	57
33	0,545	0,547	0,550	0,552	0,554	0,557	56
34	0,559	0,562	0,564	0,566	0,569	0,571	55
35	0,574	0,576	0,578	0,581	0,583	0,585	54
36	0,588	0,590	0,592	0,595	0,597	0,599	53
37	0,602	0,604	0,606	0,609	0,611	0,613	52
38	0,616	0,618	0,620	0,623	0,625	0,627	51
39	0,629	0,632	0,634	0,636	0,638	0,641	50
40	0,643	0,645	0,647	0,649	0,652	0,654	49
41	0,656	0,658	0,660	0,663	0,665	0,667	48
42	0,669	0,671	0,673	0,676	0,678	0,680	47
43	0,682	0,684	0,686	0,688	0,690	0,693	46
44	0,695	0,697	0,699	0,701	0,703	0,705	45
45	0,707						44
	60′	50′	40′	30′	20′	10′	G.
	Cosinus						

Grad	Cosinus 0′	10′	20′	30′	40′	50′	
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	89
1	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,999	88
2	0,999	0,999	0,999	0,999	0,999	0,999	87
3	0,999	0,998	0,998	0,998	0,998	0,998	86
4	0,998	0,997	0,997	0,997	0,997	0,996	85
5	0,996	0,996	0,996	0,995	0,995	0,995	84
6	0,995	0,994	0,994	0,994	0,993	0,993	83
7	8,993	0,992	0,992	0,991	0,991	0,991	82
8	0,990	0,990	0,989	0,989	0,989	0,988	81
9	0,988	0,987	0,987	0,986	0,986	0,985	80
10	0,985	0,984	0,984	0,983	0,983	0,982	79
11	0,982	0,981	0,981	0,980	0,979	0,979	78
12	0,978	0,978	0,977	0,976	0,976	0,975	77
13	0,974	0,974	0,973	0,972	0,972	0,971	76
14	0,970	0,970	0,969	0,968	0,967	0,967	75
15	0,966	0,965	0,964	0,964	0,963	0,962	74
16	0,961	0,960	0,960	0,959	0,958	0,957	73
17	0,956	0,955	0,955	0,954	0,953	0,952	72
18	0,951	0,950	0,949	0,948	0,947	0,946	71
19	0,946	0,945	0,944	0,943	0,942	0,941	70
20	0,940	0,939	0,938	0,937	0,936	0,935	69
21	0,934	0,933	0,931	0,930	0,929	0,928	68
22	0,927	0,926	0,925	0,924	0,923	0,922	67
23	0,921	0,919	0,918	0,917	0,916	0,915	66
24	0,914	0,912	0,911	0,910	0,909	0,908	65
25	0,906	0,905	0,904	0,903	0,901	0,900	64
26	0,899	0,898	0,896	0,895	0,894	0,892	63
27	0,891	0,890	0,888	0,887	0,886	0,884	62
28	0,883	0,882	0,880	0,879	0,877	0,876	61
29	0,875	0,873	0,872	0,870	0,869	0,867	60
30	0,866	0,865	0,863	0,862	0,860	0,859	59
31	0,857	0,856	0,854	0,853	0,851	0,850	58
32	0,848	0,847	0,845	0,843	0,842	0,840	57
33	0,839	0,837	0,835	0,834	0,832	0,831	56
34	0,829	0,827	0,826	0,824	0,822	0,821	55
35	0,819	0,817	0,816	0,814	0,812	0,811	54
36	0,809	0,807	0,806	0,804	0,802	0,800	53
37	0,799	0,797	0,795	0,793	0,792	0,790	52
38	0,788	0,786	0,784	0,783	0,781	0,779	51
39	0,777	0,775	0,773	0,772	0,770	0,768	50
40	0,766	0,764	0,762	0,760	0,759	0,757	49
41	0,755	0,753	0,751	0,749	0,747	0,745	48
42	0,743	0,741	0,739	0,737	0,735	0,733	47
43	0,731	0,729	0,727	0,725	0,723	0,721	46
44	0,719	0,717	0,715	0,713	0,711	0,709	45
45	0,707						44
	60′	50′	40′	30′	20′	10′	G.
	Sinus						

Grad	Tangens 0′	10′	20′	30′	40′	50′	
0	0,000	0,003	0,006	0,009	0,012	0,015	89
1	0,017	0,020	0,023	0,026	0,029	0,032	88
2	0,035	0,038	0,041	0,044	0,047	0,049	87
3	0,052	0,055	0,058	0,061	0,064	0,067	86
4	0,070	0,073	0,076	0,079	0,082	0,085	85
5	0,087	0,090	0,093	0,096	0,099	0,102	84
6	0,105	0,108	0,111	0,114	0,117	0,120	83
7	0,123	0,126	0,129	0,132	0,135	0,138	82
8	0,141	0,144	0,146	0,149	0,152	0,155	81
9	0,158	0,161	0,164	0,167	0,170	0,173	80
10	0,176	0,179	0,182	0,185	0,188	0,191	79
11	0,194	0,197	0,200	0,203	0,206	0,210	78
12	0,213	0,216	0,219	0,222	0,225	0,228	77
13	0,231	0,234	0,237	0,240	0,243	0,246	76
14	0,249	0,252	0,256	0,259	0,262	0,265	75
15	0,268	0,271	0,274	0,277	0,280	0,284	74
16	0,287	0,290	0,293	0,296	0,299	0,303	73
17	0,306	0,309	0,312	0,315	0,318	0,322	72
18	0,325	0,328	0,331	0,335	0,338	0,341	71
19	0,344	0,348	0,351	0,354	0,357	0,361	70
20	0,364	0,367	0,371	0,374	0,377	0,381	69
21	0,384	0,387	0,391	0,394	0,397	0,401	68
22	0,404	0,407	0,411	0,414	0,418	0,421	67
23	0,424	0,428	0,431	0,435	0,438	0,442	66
24	0,445	0,449	0,452	0,456	0,459	0,463	65
25	0,466	0,470	0,473	0,477	0,481	0,484	64
26	0,488	0,491	0,495	0,499	0,502	0,506	63
27	0,510	0,513	0,517	0,521	0,524	0,528	62
28	0,532	0,535	0,539	0,543	0,547	0,551	61
29	0,554	0,558	0,562	0,566	0,570	0,573	60
30	0,577	0,581	0,585	0,589	0,593	0,597	59
31	0,601	0,605	0,609	0,613	0,617	0,621	58
32	0,625	0,629	0,633	0,637	0,641	0,645	57
33	0,649	0,654	0,658	0,662	0,666	0,670	56
34	0,675	0,679	0,683	0,687	0,692	0,696	55
35	0,700	0,705	0,709	0,713	0,718	0,722	54
36	0,727	0,731	0,735	0,740	0,744	0,749	53
37	0,754	0,758	0,763	0,767	0,772	0,777	52
38	0,781	0,786	0,791	0,795	0,800	0,805	51
39	0,810	0,815	0,819	0,824	0,829	0,834	50
40	0,839	0,844	0,849	0,854	0,859	0,864	49
41	0,869	0,874	0,880	0,885	0,890	0,895	48
42	0,900	0,906	0,911	0,916	0,922	0,927	47
43	0,933	0,938	0,943	0,949	0,955	0,960	46
44	0,966	0,971	0,977	0,983	0,988	0,994	45
45	1,000						44
	60′	50′	40′	30′	20′	10′	G.
	Cotangens						

Grad	Cotangens 0′	10′	20′	30′	40′	50′	
0	∞	343,8	171,9	114,6	85,94	68,75	89
1	57,29	49,10	42,96	38,19	34,37	31,24	88
2	28,64	26,43	24,54	22,90	21,47	20,21	87
3	19,08	18,07	17,17	16,35	15,60	14,92	86
4	14,30	13,73	13,20	12,71	12,25	11,83	85
5	11,43	11,06	10,71	10,39	10,08	9,788	84
6	9,514	9,255	9,010	8,777	8,556	8,345	83
7	8,144	7,953	7,770	7,596	7,429	7,269	82
8	7,115	6,968	6,827	6,691	6,561	6,435	81
9	6,314	6,197	6,084	5,976	5,871	5,769	80
10	5,671	5,576	5,485	5,396	5,309	5,226	79
11	5,145	5,066	4,989	4,915	4,843	4,773	78
12	4,705	4,638	4,574	4,511	4,449	4,390	77
13	4,331	4,275	4,219	4,165	4,113	4,061	76
14	4,011	3,962	3,914	3,867	3,821	3,776	75
15	3,732	3,689	3,647	3,606	3,566	3,526	74
16	3,487	3,450	3,412	3,376	3,340	3,305	73
17	3,271	3,237	3,204	3,172	3,140	3,108	72
18	3,078	3,047	3,018	2,989	2,960	2,932	71
19	2,904	2,877	2,850	2,824	2,798	2,773	70
20	2,747	2,723	2,699	2,675	2,651	2,628	69
21	2,605	2,583	2,560	2,539	2,517	2,496	68
22	2,475	2,455	2,434	2,414	2,394	2,375	67
23	2,356	2,337	2,318	2,300	2,282	2,264	66
24	2,246	2,229	2,211	2,194	2,177	2,161	65
25	2,145	2,128	2,112	2,097	2,081	2,066	64
26	2,050	2,035	2,020	2,006	1,991	1,977	63
27	1,963	1,949	1,935	1,921	1,907	1,894	62
28	1,881	1,868	1,855	1,842	1,829	1,816	61
29	1,804	1,792	1,780	1,767	1,756	1,744	60
30	1,732	1,720	1,709	1,698	1,686	1,675	59
31	1,664	1,653	1,643	1,632	1,621	1,611	58
32	1,600	1,590	1,580	1,570	1,560	1,550	57
33	1,540	1,530	1,520	1,511	1,501	1,492	56
34	1,483	1,473	1,464	1,455	1,446	1,437	55
35	1,428	1,419	1,411	1,402	1,393	1,385	54
36	1,376	1,368	1,360	1,351	1,343	1,335	53
37	1,327	1,319	1,311	1,303	1,295	1,288	52
38	1,280	1,272	1,265	1,257	1,250	1,242	51
39	1,235	1,228	1,220	1,213	1,206	1,199	50
40	1,192	1,185	1,178	1,171	1,164	1,157	49
41	1,150	1,144	1,137	1,130	1,124	1,117	48
42	1,111	1,104	1,098	1,091	1,085	1,079	47
43	1,072	1,066	1,060	1,054	1,048	1,042	46
44	1,036	1,030	1,024	1,018	1,012	1,006	45
45	1,000						44
	60′	50′	40′	30′	20′	10′	G.
	Tangens						

Tabelle 2. Einfluß der Wärme auf Metalle und Glas.

Körper	Ausdehnung bei einer Erwärmung von 0 bis 100° C.		Schmelzpunkt bei °C.
Blei	0,00285	$\frac{1}{351}$	334
Bronze	0,00182	$\frac{1}{550}$	900
Glas	0,00086	$\frac{1}{1160}$	1200
Eisen, Schmiede-	0,00123	$\frac{1}{813}$	1500—1600
Eisen, Guß-	0,00111	$\frac{1}{901}$	1050—1200
Eisendraht	0,00145	$\frac{1}{690}$	—
Kupfer, geschlagen	0,00172	$\frac{1}{581}$	1100
Messing, gegossen	0,00187	$\frac{1}{535}$	900
Stahl	0,00101	$\frac{1}{905}$	1200—1500
Zink, gegossen	0,00294	$\frac{1}{340}$	360
Zinn	0,00194	$\frac{1}{515}$	230

Tabelle 3a. Die spezifischen Gewichte einiger Baustoffe bezogen auf Wasser bei 4° C. = 1.

1 ccm Wasser = 1 Gramm. 1 cdcm Wasser = 1 Kilogramm (1 Liter).
1 cbm Wasser = 1000 Kilogramm.

Stoff	Gewicht
Asphalt	1,10— 1,20
Basalt	2,70— 3,20
Blei	11,35—11,37
Bronze	8,30— 8,60
Eis	0,91— 0,93
Eisen, Schmiede-	7,60— 7,80
Eisen, Guß-	7,00— 7,50
Erde	1,35— 2,40
Gips, gebrannt	1,81
Gips, gegossen	0,97
Glas, im Mittel	2,60
Gold	18,60—19,10
Granit	2,50— 3,00
Holz, Buche (lufttrocken)	0,72— 0,80
„ Eiche	0,62— 0,85
„ Fichte	0,47— 0,60
„ Kiefer	0,55— 0,65
„ Tanne	0,50— 0,60
Kalkmörtel	1,60— 1,80
Kalkstein	2,40— 2,80
Kiesel	2,30— 2,70
Kochsalz	2,10— 2,20
Kupfer	8,80— 9,00
Lehm	1,50— 2,80
Marmor	2,52— 2,85
Mauerwerk: von Bruchstein	2,40— 2,46
„ „ Sandstein	2,05— 2,12
„ „ Ziegel	1,47— 1,70
Messing	8,40— 8,70
Nickel	8,28— 9,26
Platin	20,90—21,70
Porphyr	2,40— 2,80
Porzellan	2,40— 2,50
Porzellanerde	1,15— 1,20
Quarz	2,50— 2,80
Sand	1,40— 1,90
Sandstein	1,90— 2,70
Schiefer	2,60— 2,70
Silber	10,10—10,47
Stahl	7,26— 7,80
Thon	1,80— 2,63
Zement	2,70— 3,10
Ziegel	1,40— 2,20
Zink	6,86— 7,20
Zinn	7,18— 7,30

Tabelle 3b. Absolute Gewichte der mit Zwischenräumen geschütteten Körper (Belastungen).

		1 cbm = kg
Getreide und Hülsenfrüchte	Erbsen	710— 850
	Gerste	530— 750
	Hafer	350— 480
	Roggen	600— 800
	Weizen	700— 800
Gräser	Gras und Klee	330— 360
	Heu	100— 120
	Stroh (Roggen- und Weizen-)	90— 100
	Mist	700— 900
Kartoffeln		620— 830
Mehl		150— 155
Brennmaterialien	Buchenholz	400— 440
	Eichenholz	430— 580
	Nadelholz	300— 380
	Torf	120— 600 (Pechtorf 1100)
	Holzkohlen	180— 250
	Steinkohlen	850—1050
	Koks	350— 555
	Braunkohlen	350— 550

Tabelle 4. Belastungen, welche die Berliner Baupolizei bei Hochbauentwürfen zu Grunde legt.

Eigengewichte.

Material	Kilogr f. d. cbm	Material	Kilogr. f. d. cbm
Ziegelmauerwerk	1600	Granit	2700
„ aus porösen oder Lochsteinen	950	Kalkstein	2370
Kiefernholz	650	Marmor	2700
Eichenholz	800	Sandstein	2300
Erde und Lehm	1600	Eis	910
Torf	550	Kies	1525
Roggenschüttung	650	Steinkohlen	1280
Asphalt	1120	Gußeisen	7200
Basalt	3200	Schmiedeeisen	7800

Material	f. d. qm
Zinkblechdach auf Schalung	40
Pappdach (einschließlich Sparren)	30
Kronenziegeldach (einschließlich Sparren)	130
Einfaches Ziegeldach (einschließlich Sparren)	100
Schieferdach (einschließlich Sparren)	75

Gewichte der Decken, Dächer, Nutzlast einbegriffen.

Bauart	Kilogr. f. d. qm
Balkenlage mit einfacher Dielung ohne Stakung	280
„ gestakter Windelboden mit Lehmestrich	430
„ ausgestakt und verschalt in Wohnhäusern	500
„ bei Tanzsälen	710
„ in Werkstätten	760—1000
„ mit ganzem Windelboden	580
Dachbalkenlage in Wohngebäuden	735
Decken unter Durchfahrten und Hofräumen, auf welchen Fuhrwerk verkehrt	1000
Gewölbte Decken zwischen eisernen Trägern, ½ Stein stark, mit Hintermauerung, Fußbodenlage und Dielung	1000
Dieselbe Decke ohne Fußboden	700—800
Decke in Salzspeichern, wenn drei Tonnenreihen übereinander liegen	800
Balkenlage in Kornspeichern	850—1000
„ in Wollspeichern	750

Tabelle 5.

Genauere Angaben über die bei Eisenhochbauten zu Grunde zu legenden Belastungen.

a) Belastung der Zwischendecken.

Nr.	Bauart	Eigenlast	Nutzlast [1]	Gesamtlast
		für das qm in kg		
1	Gewölbte Decke, $^1/_4$ Stein stark einschließlich Hintermauerung, zwischen eisernen Trägern für 1 m bis 1,5 m Spannweite, einschließlich Putz- und Fußbodengewicht	300	200	500
2	Gewölbte Decke, $^1/_2$ Stein stark, sonst wie vor	400	200	600
3	Gewölbte Decke, $^1/_2$ Stein stark, für 2—3 m Spannweite, sonst wie vor	500	200	700
4	Gewölbte Decke, aus porösen Steinen, $^1/_2$ Stein stark, sonst wie vor	130	200	330
5	Decke aus Wellblech, Buckelplatten oder Belageisen mit Beton zwischen Trägern, im Beton 13 cm dick	250	200	450
6	Decken nach französischem System aus Eisen mit Füllung aus Gips erfordern an Eisengewicht 15—30 kg, Gipsgewicht 220 kg, Holzgewicht 25 kg, daher . . .	270	200	470
7	Holzbalkendecke mit einfachem Fußboden .	80	200	280
8	Holzbalkendecke mit doppeltem Fußboden oder mit einfachem Fußboden und mit Deckenputz	100	200	300
9	Holzbalkendecke mit halbem Windelboden, Fußboden und Deckenputz	300	200	500
10	Holzbalkendecke mit ganzem Windelboden, sonst wie vor	400	200	600

b) Gewichte von Dachdeckungen.

Dachdeckung	Gewicht für das qm [2] in kg	Dachdeckung	Gewicht für das qm [2] in kg
Holzzement-Dach	220	Glas auf Winkeleisen	50
Kronen-Ziegeldach	140	Zink-, Eisen- und Kupferblech auf Schalung . . .	45
Einfaches Ziegeldach	100	Theerpappe	40
Schieferdach mit Holzschalung	80	Wellblech auf Winkeleisen	25

c) Veränderliche Belastung der Dächer.

Schneelast = 75 kg für das qm Grundfläche = 75 cos α für das qm Dachfläche.
Winddruck = 120 . sin (α + 10) kg für das qm Dachfläche, senkrecht zu der letzteren gerichtet.[4]

Schneelast und Winddruck für das qm Dachfläche bei verschiedener Dachneigung.

	Neigungswinkel des Daches gegen den Horizont.																		
Grad:	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
Schneelast; kg für das qm Dachfläche, lotrecht wirkend	75	75	74	73	71	68	65	62	29 [3]	15	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Winddruck; kg für das qm [4] Dachfläche, senkrecht zur Dachfläche wirkend	21	32	41	51	60	69	78	85	93	99	104	109	113	116	119	120	120	120	120

---

1) Für Wohnräume. Bei Tanzsälen, Werkstätten u. dergl. ist die Nutzlast = 400 kg, bei Warenlagern und Speichern entsprechend der größten vorkommenden Belastung anzunehmen.

2) Die Gewichte beziehen sich auf das qm Dachfläche einschließlich Sparren und Pfetten.

3) Der Schnee gleitet bei 35° Neigung bereits teilweise ab, daher ist bei 40° nur die halbe Schneelast, von 50° Neigung ab gar keine Schneelast zu rechnen.

4) Bei hochgelegenen Gebäudeteilen ist der Winddruck = 150 sin (α + 10) anzunehmen. Die Zahlen der vorstehenden Tabelle sind dann mit 1,25 zu multiplizieren.

Tabelle 6. Festigkeitswerte.

Material	Bruchbelastung		Elastizitätsgrenze		Mittelwerte von k [1]		Elastizitäts-modul E (kg)
	Z Zug	D Druck	Z Zug	D Druck	Z Zug	D Druck	
	Kilogramm für das qcm						
A. Metalle.							
Stabeisen und Bleche	3400-4400	2500-3500	1400	1400	800-900	800-900	2 000 000
Eisendraht	6500-9000	—	2400	—	1200	—	2 200 000
Gußeisen	1250-1400	7000-8000	500	1600	250	500-800	1 000 000
Gewöhnlicher Stahl	6000-10000	6000	2500	2500	1300	1300	2 030 000
Gußstahl, weich	5800-9000	—	—	—	2000	—	2 000 000
„ hart oder gehärtet	10000	10000	5000	5000	3000	3000	„
Stahldraht	7000-11000	—	3000-5000	—	1000-2000	—	„
Kupfer	2000-3000	4000-6000	400-500	400-500	250	250	—
Kupferdraht	4000-5000	—	—	—	600	—	—
Messing	1150-1250	700-750	500	—	250	150	—
Messingdraht	3600	—	—	—	600	—	—
Blei, gewalzt	350	500	100	—	50	100	—
Zinn	280	—	105	—	—	—	—
Zink, gewalzt	1500-2500	—	—	—	150	—	—
B. Bauhölzer.							
Eichenholz	810	540	260	220	80	65	120 000
Fichte (Rottanne)	800	400	230	170	80	60	„
Kiefer	1050	525	290	215	105	80	130 000
Weißtanne	970	485	260	155	100	75	„
Lärche	1130	565	320	240	115	85	„
Buche	880	530	—	—	110	60	111 000
Esche	1100	660	330	—	120	60	114 000
C. Natürliche Steine.							
Rüdersdorfer Kalkstein		230	—	—		23	—
Nebraer Sandstein, roter		160	—	—		16	—
„ „ heller		360	—	—		36	—
Seeberger „ weißer		360	—	—		36	—
Nackwitzer „		200	—	—		20	—
Heilbronner „		270	—	—		27	—
Sandstein aus der Gegend von Trier		550	—	—		55	—
Sandstein aus den Vogesen		150-950	—	—		10-80	—
Brohler Tuffstein		57	—	—		6	—
Trachyt vom Drachenfels	1/8 D	200	—	—	1/8 D	20	—
Basaltlava von Niedermendig		250-700	—	—		30-60	—
Granit, Schwedischer		1200-1800	—	—		100-150	—
„ Schottischer		600-800	—	—		50-75	—
„ Schlesischer und Österreichischer		500-900	—	—		40-80	—
Syenit		1000-1200	—	—		60-75	—
Serpentin		800	—	—		50-60	—
Basalt		1200-1800	—	—		75	—
Oolith		660	—	—		45	—
Gewöhnlicher Kalkstein		100-1000	—	—		5-50	—
Marmor		200-500	—	—		20-40	—
D. Künstliche Steine und Mörtel.							
Ziegelsteine, porös und leichtgebrannte		25-40	—	—		2,5-4,0	—
„ hartgebrannte	1/8 D	70-120	—	—	1/8 D	7-12	—
„ gewöhnliche		60-85	—	—		5-7	—
Klinker		145-250	—	—		15-25	—
Gutes Ziegelmauerwerk in Kalkmörtel	—	—	—	—	—	8-10	—
„ „ „ Zementmörtel	—	—	—	—	1,0	12-15	—
Portlandzement ohne Sandzusatz	8-50	150-300	—	—	1-8	15-30	—
desgl. nach der Normprobe geprüft, bei 1 Tl. Zement 3 Tl. Sand	mind. 15	—	—	—	2	15	—
E. Glas.							
Geblasenes Glas	375 [2]	—	—	—	125	—	—
Gegossenes Glas	200-360	—	—	—	70-120	—	—

1) k = Zulässige Inanspruchnahme bei Entwürfen von Hochbauten in kg für das qcm Material.
2) Biegungsfestigkeit.

Tabelle 7. Zulässige Inanspruchnahme der Materialien bei der Berliner Baupolizei.

Material	Kilogr. f. d. qcm			Material	Kilogr. f. d. qcm		
	Zug	Druck	Abscherung		Zug	Druck	Abscherung
Schmiedeisen	750	750	525	Rüdersdorfer Kalkstein	—	25	—
Eisenblech	750	750	525	Nebraer Sandstein, roter	—	15	—
Eisendraht	1200	—	—	desgl., heller	—	30	—
Gußeisen	250	500	190	Ziegelmauerwerk in Kalk, gewöhnliches	—	7	—
Gußstahl, gehärtet	3000	3000	2200	Gutes Ziegelmauerwerk in Zement	—	11	—
Eschenholz	120	66	—	Bestes Ziegelmauerwerk in Zement	—	14	—
Eichenholz	120	66	—	Poröse Wölbziegel, leicht gebrannt	—	3	—
Buchenholz	120	66	—	desgl., hart gebrannt	—	6	—
Kiefernholz	80	60	—	Tuffstein aus dem Brohlthale	—	6	—
Tannenholz	60	50	—	Marmor	—	24	—
Glas	—	75	—	Steine aus Zement, Schlacken und scharfem Sand	—	12	—
Basalt	—	75	—	Guter Baugrund	—	2,5	—
Granit	—	45	—				

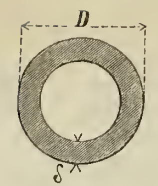
Tabelle 8. Trägheitsmomente und Widerstandsmomente für einige gebräuchliche Querschnittsformen.

Nr.	Querschnitt	Trägheitsmoment J	Widerstandsmoment W
1.		$\frac{b h^3}{12}$	$\frac{b h^2}{6}$
2.		$\frac{b}{12}(H^3 - h^3)$	$\frac{b}{6 H}(H^3 - h^3)$
3.		$\frac{h^4}{12}$	$\frac{h^3}{6}$
4.		$\frac{h^4}{12}$	$\frac{h^3}{6\sqrt{2}} = 0{,}118\, h^3$
5.		$\frac{5 r^4}{16}\sqrt{3}$	$\frac{5 r^3}{8}$
6.		$= 0{,}5413\, r^4$	$0{,}5413\, r^3$
7.		$\frac{1 + 2\sqrt{2}}{6} r^4 = 0{,}638\, r^4$	$0{,}677\, r^3$

Nr.	Querschnitt	Trägheitsmoment J	Widerstandsmoment W
8.		$\frac{\pi d^4}{64} = \frac{\pi r^4}{4} = 0{,}0491\, d^4$	$\frac{\pi d^3}{32} = 0{,}0982\, d^3$
9.		$\frac{\pi}{64}(D^4 - d^4) = \frac{\pi}{4}(R^4 - r^4)$	$\frac{\pi}{32}\,\frac{D^4 - d^4}{D} = \frac{\pi}{4}\,\frac{R^4 - r^4}{r}$
10.		$\frac{\pi a b^3}{4} = 0{,}785\, a b^3$	$\frac{\pi a b^2}{4} = 0{,}7854\, a b^2$
11.		$\frac{1}{12}\left[\frac{3\pi}{16} d^4 + b(h^3 - d^3) + b^3(h - d)\right]$	$\frac{1}{6h}\left[0{,}589\, d^4 + b(h^3 - d^3) + b^3(h - d)\right]$
12.		$\frac{A^4 - a^4}{12}$	$\frac{A^4 - a^4}{6A}$
13.		$\frac{A^4 - a^4}{12}$	$\frac{A^4 - a^4}{12A}\sqrt{2} = 0{,}1178\,\frac{A^4 - a^4}{A}$
14.		$\frac{BH^3 - bh^3}{12}$	$\frac{BH^3 - bh^3}{6H}$
15.		$\frac{BH^3 + bh^3}{12}$	$\frac{BH^3 + bh^3}{6H}$

Nr.	Querschnitt	Trägheitsmoment J	Widerstandsmoment W
16.		$\dfrac{(BH^2-bh^2)^2-4BHbh(H-h)^2}{12(BH-bh)}$ $z=H-\dfrac{(B-b)H^2+b(H-h)^2}{2(B-b)H+2b(H-h)}$ Hierbei ist vorausgesetzt, daß das ⌊-Eisen gegen seitliche Ausbiegung geschützt ist.	$\dfrac{J}{z}=\dfrac{BH^2-bh^2}{6}-\dfrac{2BHbh(H-h)^2}{3(BH^2-bh^2)}$
17.		$\dfrac{1}{12}(a^4-b^4+cb^3)$	$\dfrac{1}{6}\left(\dfrac{a^4-b^4}{a}+cb^2\right)$
18.		$\dfrac{1}{12}(a^4-b^4+a_1^4-b_1^4)$	$\dfrac{1}{6}\left(\dfrac{a^4-b^4}{a}+\dfrac{a_1^4-b_1^4}{a_1}\right)$
19.		$\dfrac{1}{4}\left(\dfrac{D^3(D+b)}{3}-\dfrac{\pi d^4}{16}\right)$	$\dfrac{1}{2}\left(\dfrac{D^2(D+b)}{3}-\dfrac{\pi d^4}{16D}\right)$
20.		$\dfrac{bh^3-2.b_1h_1^3-2.b_2h_2^3-\overbrace{3(b-2b_1)h_2^2\delta}^{\text{Nietabzug näherungsweise}}}{12}$	$\dfrac{bh^3-2.b_1h_1^3-2.b_2h_2^3-3(b-2b_1)h_2^2\delta}{6h}$
21.		$\dfrac{bh^3-2.b_1h_1^3-2.b_2h_2^3-2.b_3h_3^3}{12}$	$\dfrac{bh^3-2.b_1h_1^3-2.b_2h_2^3-b_3h_3^3}{6h}$
22.		$\dfrac{25\delta}{3b}\left[h^3+\frac{3}{2}(\pi-2)bh^2-3(\pi-3)b^2h+\dfrac{9\pi-28}{4}b^3\right]$ Fast völlig genau: $2{,}04\cdot\dfrac{\delta}{b}(1{,}6h-0{,}18b)^2\cdot(1{,}6h+3{,}1b)$	$\dfrac{2J}{h+\delta}$ $\dfrac{4{,}08\delta}{b(h+\delta)}(1{,}6h-0{,}18b)^2\cdot(1{,}6h+3{,}1b)$

Tabelle 9. Querschnittswerte ringförmiger Säulen.



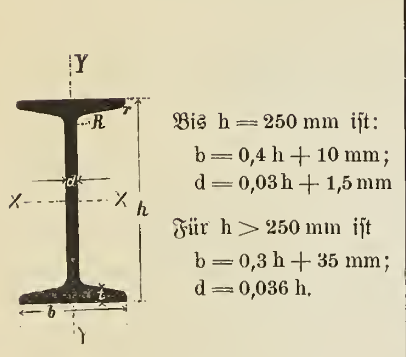
D = äußerer Durchmesser in cm.
δ = Wandstärke in mm.
F = Querschnitt in qcm.
G = Gewicht für das Meter in kg (spez. Gewicht = 7,5 gerechnet).
J = Trägheitsmoment bezogen auf cm.
W = Widerstandsmoment „ „ „

1	2	3	4	5	6	7
Nr.	D cm	δ mm	F qcm	G kg	J	W
		10	21,2	28,00	290	58
1	10	12	33	24,75	327	65
2		15	40	30,00	373	75
3		18	46	34,50	408	82
4		20	50	37,50	427	85
5	11	12	37	27,75	450	82
6		15	45	33,75	518	84
7		18	52	39,00	571	104
8		20	57	42,75	601	109
9	12	12	41	30,75	601	100
10		15	49	36,75	696	116
11		18	58	43,50	773	129
12		20	63	47,25	817	136
13	13	12	45	33,75	782	120
14		15	55	41,25	911	140
15		18	64	48,00	1019	157
16		20	69	51,75	1080	166
17		22	75	56,25	1134	174
18		25	83	62,25	1201	185
19	14	12	48	36,00	997	142
20		15	59	44,25	1167	167
21		18	69	51,75	1311	187
22		20	75	56,25	1395	199
23		25	90	67,50	1565	223
24	15	15	64	48,00	1467	196
25		18	75	56,25	1656	221
26		20	82	61,50	1766	235
27		22	89	66,75	1866	249
28		25	98	73,50	1994	266
29		28	107	80,25	2102	280
30	16	15	68	51,00	1815	227
31		18	80	60,00	2056	257
32		20	83	66,00	2199	275
33		25	106	79,50	2498	312
34		28	116	87,00	2643	330
35		30	123	92,25	2726	341
36	17	15	73	54,75	2214	260
37		18	86	64,50	2517	296
38		20	94	70,50	2698	317
39		22	102	76,50	2863	337
40		25	114	85,50	3082	363
41		28	125	93,75	3271	385
42		30	132	99,00	3381	398
43	18	15	78	58,50	2668	296
44		18	90	67,50	3042	338
45		20	101	75,75	3267	363
46		22	109	81,75	3475	386
47		25	122	91,50	3751	417
48		28	134	100,50	3992	444
49		30	141	105,75	4135	459
50		35	159	119,25	4434	493
51	19	15	82	61,50	3180	335
52		18	99	72,25	3636	383
53		20	107	80,25	3912	412
54		22	116	87,00	4168	439
55		25	130	97,50	4511	475
56		28	143	107,25	4814	507
57		30	151	113,25	4995	526
58		35	170	127,50	5379	566
59	20	15	87	65,25	3754	375
60		18	103	77,25	4383	430
61		20	113	84,75	4637	464
62		22	123	92,25	4948	495
63		25	137	102,75	5369	537
64		28	151	113,25	5743	574
65		30	160	120,00	5968	597
66		35	181	135,75	6452	645
67	22,5	20	129	96,75	6831	607
68		25	157	117,75	7977	709
69		30	184	138,00	8942	795
70		35	209	156,75	9747	866
71	25	22	164	123,00	10334	827
72		25	177	132,75	11320	906
73		30	210	157,50	12778	1022
74		35	236	177,00	14022	1122
75	27,5	25	196	147,00	15493	1127
76		30	231	173,25	17585	1279
77		35	264	198,00	19397	1411
78	30	28	239	179,25	22359	1491
79		30	254	190,50	23472	1565
80		35	291	218,25	26021	1735
81	35	30	302	226,50	38938	2235
82		35	346	259,50	43484	2485

Tabelle 10—18. Deutsche Normalprofile

(vereinbart vom Verbande deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine, dem Vereine deutscher Ingenieure und dem technischen Vereine für Eisenhüttenwesen).

Tabelle 10. Normalprofile für I-Eisen.



Bis h = 250 mm ist:

b = 0,4 h + 10 mm;
d = 0,03 h + 1,5 mm

Für h > 250 mm ist

b = 0,3 h + 35 mm;
d = 0,036 h.

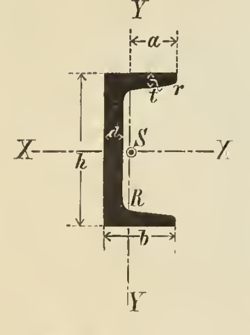
t = 1,5 d. | R = d. | r = 0,6 d.

Bezeichnungen:

h Höhe in mm.
b Breite in mm.
d Stegdicke in mm.
t Flanschstärke in mm.
R und r Abrundungshalbmesser in mm.
F Querschnitt in qcm.
G Gewicht f. d. m in kg.
Neigung im Flansch 14 Proz.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Profil-Nr.	Abmessungen in mm				Querschnitt F qcm	Gewicht f. d. m G kg	Momente bezogen auf die Achse X—X		Momente bezogen auf die Achse Y—Y		Profil-Nr.
	h	b	d	t			W	J	w	i	
8	80	42	3,9	5,9	7,6	6,0	19,6	78,4	3,5	7,3	8
9	90	46	4,2	6,3	9,0	7,1	26,2	118	4,5	10,4	9
10	100	50	4,5	6,8	10,7	8,3	34,4	172	5,7	14,3	10
11	110	54	4,8	7,2	12,4	9,6	43,8	241	7,0	18,9	11
12	120	58	5,1	7,7	14,3	11,1	55,1	331	8,7	25,2	12
13	130	62	5,4	8,1	16,2	12,6	67,8	441	10,4	32,2	13
14	140	66	5,7	8,6	18,3	14,3	82,7	579	12,5	41,3	14
15	150	70	6,0	9,0	20,5	16,0	99,0	743	14,8	51,8	15
16	160	74	6,3	9,5	22,9	17,9	118	945	17,4	64,4	16
17	170	78	6,6	9,9	25,4	19,8	138	1 177	20,2	78,8	17
18	180	82	6,9	10,4	28,0	21,9	162	1 460	23,4	95,9	18
19	190	86	7,2	10,8	30,7	24,0	187	1 779	26,8	115,2	19
20	200	90	7,5	11,3	33,7	26,2	216	2 162	30,7	138	20
21	210	94	7,8	11,7	36,6	28,5	246	2 587	34,6	163	21
22	220	98	8,1	12,2	39,8	31,0	281	3 090	39,2	192	22
23	230	102	8,4	12,6	42,9	33,5	317	3 642	43,9	224	23
24	240	106	8,7	13,1	46,4	36,2	357	4 288	49,3	261	24
26	260	113	9,4	14,1	53,7	41,9	446	5 798	60,3	341	26
28	280	119	10,1	15,2	61,4	47,9	547	7 658	72,1	429	28
30	300	125	10,8	16,2	69,4	54,1	659	9 888	84,8	530	30
32	320	131	11,5	17,3	78,2	61,0	789	12 622	99,5	652	32
34	340	137	12,2	18,3	87,2	68,0	931	15 827	115	789	34
36	360	143	13,0	19,5	97,5	76,1	1098	19 766	134	956	36
38	380	149	13,7	20,5	107,5	83,9	1474	24 208	153	1138	38
40	400	155	14,4	21,6	118,3	92,3	1472	29 446	174	1349	40
42½	425	163	15,3	23,0	133,0	103,7	1754	37 266	205	1672	42½
45	450	170	16,2	24,3	147,7	115,2	2053	46 204	236	2004	45
47½	475	178	17,1	25,6	163,6	127,6	2396	56 912	272	2424	47½
50	500	185	18,0	27,0	180,2	140,5	2770	69 245	310	2871	50

Tabelle 11. Normalprofile für [-Eisen.



b = 0,25 h + 25 mm.
Neigung der inneren Flanschflächen 8 Proz.

$R = t; \quad r = \frac{t}{2}$.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Profil-Nr.	Abmessungen in mm				F qcm	G kg f. d. m	Momente bezogen auf die Achse X—X		Momente bezogen auf die Achse Y—Y		Zwei zusammengesetzte [-Eisen. Kleinstes Trägheitsmoment bezogen auf die Schwerachse parallel zum Steg.	Schwerpunktsabstand a cm	Profil-Nr.
	h	b	d	t			W	J	w	i			
3	30	33	5	7	5,42	4,2	4,3	6	2,8	5	13,0	1,86	3
4	40	35	5	7	6,20	4,8	7,1	14	3,6	7	28,4	2,04	4
5	50	38	5	7	7,12	5,6	10,7	27	4,3	10	51,5	2,32	5
6½	65	42	5,5	7,5	9,05	7,1	17,9	58	5,9	16	74,7	2,66	6½
8	80	45	6	8	11,04	8,6	26,7	107	7,4	22	98,1	2,93	8
10	100	50	6	8,5	13,5	10,5	41,4	207	10,0	33	14,3	3,31	10
12	120	55	7	9	17,04	13,3	61,3	368	13,1	49	202	3,76	12
14	140	60	7	10	20,4	15,9	87,0	609	17,4	71	291	4,09	14
16	160	65	7,5	10,5	24,1	18,8	117	932	21,7	97	388	4,49	16
18	180	70	8	11	28,0	21,9	152	1364	26,6	130	508	4,90	18
20	200	75	8,5	11,5	32,3	25,2	193	1927	32,2	171	654	5,30	20
22	220	80	9	12,5	37,6	29,3	247	2712	39,9	226	863	5,66	22
26	260	90	10	14	48,4	37,8	374	4857	56,9	365	1376	6,42	26
30	300	100	10	16	58,8	45,9	538	8064	80,0	564	2151	7,05	30

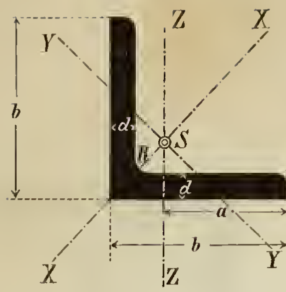


Tabelle 12. Normalprofile für gleichschenkelige Winkeleisen.

X — X und Y — Y = Hauptachsen.

$d_{min} = 0{,}1\, b$ für $b \leqq 100$ mm | $R = \frac{d_{min} + d_{max}}{2}$ | $r = \frac{R}{2}$

$d_{min} = \frac{1}{11}\, b$ für $b \geqq 100$ mm

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Profil-Nr.	Abmessungen mm		F qcm	G kg für das Meter	Momente bezogen auf die Achse							Vier zusammengesetzte ╬-Eisen J ohne Nietabzug	Schwerpunktsabstand a cm	Profil-Nr.
					X — X		Y — Y		Z — Z [1])					
	b	d			W	J	w	i	$\mathfrak{W}_1$	i_1	$\mathfrak{W}_2$			
1½	15	3	0,81	0,63	0,24	0,25	0,10	0,07	**0,16**	0,159	0,11	1,4	1,02	1½
		4	1,04	0,81	0,29	0,31	0,11	0,08	**0,20**	0,194	0,13	1,89	0,98	
2	20	3	1,11	0,87	0,45	0,64	0,19	0,17	**0,29**	0,404	0,22	3,26	1,39	2
		4	1,44	1,12	0,56	0,79	0,23	0,21	**0,37**	0,500	0,26	4,40	1,35	
2½	25	3	1,41	1,10	0,73	1,3	0,33	0,34	**0,47**	0,82	0,37	6,33	1,76	2½
		4	1,84	1,44	0,93	0,64	0,40	0,43	**0,60**	1,03	0,45	8,51	1,73	
3	30	4	2,24	1,75	1,38	2,9	0,61	0,77	**0,88**	1,85	0,69	14,5	2,10	3
		6	3,14	2,53	1,89	4,0	0,75	1,05	**1,25**	2,53	0,88	22,3	2,02	
3½	35	4	2,64	2,06	1,94	4,8	0,88	1,26	**1,22**	3,03	0,98	23,1	2,48	3½
		6	3,84	3,00	2,68	6,6	1,12	1,74	**1,74**	4,18	1,28	35,1	2,40	
4	40	4	3,04	2,37	2,59	7,3	1,18	1,93	**1,62**	4,67	1,32	34,4	2,85	4
		6	4,44	3,46	3,60	10,2	1,54	2,68	**2,32**	6,4	1,75	52,2	2,77	
		8	5,76	4,49	4,48	12,7	1,82	3,34	**2,97**	8,0	2,10	70,5	2,70	
4½	45	5	4,25	3,32	4,03	12,8	1,82	3,37	**2,53**	8,05	2,03	61,4	3,19	4½
		7	5,81	4,53	5,31	16,9	2,27	4,45	**3,41**	10,65	2,57	86,8	3,11	
		9	7,29	5,69	6,41	20,4	2,30	5,38	**4,23**	12,85	3,00	113	3,04	
5	50	5	4,75	3,7	5,03	17,8	2,30	4,68	**3,15**	11,2	2,61	84,1	3,56	5
		7	6,51	5,1	6,64	23,5	2,89	6,18	**4,27**	14,85	3,28	119	3,49	
		9	8,19	6,4	8,08	28,6	3,35	7,53	**5,31**	18,05	3,85	155	3,41	
5½	55	6	6,24	4,9	7,26	28,2	3,29	7,43	**4,55**	17,75	3,66	134	3,91	5½
		8	8,16	6,4	9,18	35,7	3,99	9,38	**5,87**	22,5	4,50	181	3,83	
		10	10,00	7,8	11,0	42,6	4,56	11,2	**7,12**	26,8	5,25	228	3,76	
6	60	6	6,84	5,3	8,72	37,0	4,02	9,74	**5,45**	23,35	4,49	175	4,28	6
		8	8,96	7,0	11,1	47,2	4,90	12,4	**7,05**	29,7	5,54	234	4,21	
		10	11,00	8,6	13,3	56,3	5,64	14,8	**8,57**	35,45	6,40	294	4,14	
6½	65	7	8,61	6,7	11,8	54	5,38	14,3	**7,41**	34,25	6,02	259	4,62	6½
		9	10,89	8,5	14,6	67	6,38	17,6	**9,27**	42,15	7,22	335	4,55	
		11	13,09	10,2	17,1	78	7,24	20,7	**11,0**	49,95	8,22	412	4,48	
7	70	7	9,31	7,3	13,9	68	6,32	18,0	**8,66**	43,20	7,10	324	4,99	7
		9	11,79	9,2	17,2	85	7,58	22,2	**10,9**	53	8,56	418	4,92	
		11	14,19	11,1	20,2	100	8,55	26,3	**12,9**	63	9,81	513	4,85	
7½	75	8	11,36	8,9	18,0	95	8,16	25,0	**11,3**	60	9,22	455	5,33	7½
		10	14,00	10,9	21,7	115	9,60	30,3	**13,8**	72	10,8	571	5,26	
		12	16,56	12,9	25,1	133	10,70	35,0	**16,2**	84	12,3	689	5,19	
8	80	8	12,16	9,5	20,6	117	9,48	30,8	**12,9**	74	10,7	550	5,71	8
		10	15,00	11,7	24,9	141	11,1	37,1	**15,9**	69	12,6	693	5,63	
		12	17,76	13,9	28,6	162	12,4	42,7	**18,6**	103	14,4	837	5,56	
9	90	9	15,39	12,0	29,4	187	13,5	49,2	**18,4**	118	15,3	883	6,42	9
		11	18,59	14,5	34,9	222	15,6	58,4	**22,0**	140	17,6	1083	6,35	
		13	21,71	16,9	39,9	254	17,4	66,8	**25,5**	160	19,7	1284	6,28	
10	100	10	19,00	14,8	40,2	285	18,5	75,0	**25,3**	180	21,0	1346	7,13	10
		12	22,56	17,6	47,1	333	21,2	87,7	**29,8**	210	24,1	1621	7,06	
		14	26,04	20,3	53,4	378	23,5	99,5	**34,1**	238	26,7	1897	6,99	
11	110	10	21,00	16,4	49,4	385	22,9	101	**30,9**	243	25,9	1792	7,88	11
		12	24,96	19,5	57,7	450	26,2	118	**36,3**	284	29,9	2152	7,81	
		14	28,84	22,5	65,9	513	29,3	135	**41,7**	324	33,5	2524	7,74	
12	120	11	25,19	19,7	64,8	549	29,8	144	**40,3**	346	33,8	2560	8,59	12
		13	29,51	23,0	74,9	634	33,8	167	**46,9**	400	38,1	3030	8,52	
		15	33,75	26,3	84,4	715	37,6	188	**53,3**	451	42,8	3510	8,45	
13	130	12	29,76	23,2	83,1	763	38,6	201	**51,5**	482	43,4	3540	9,31	13
		14	34,44	26,9	94,4	867	43,0	229	**59,3**	548	48,3	4140	9,24	
		16	39,04	30,5	106	970	47,3	256	**66,8**	613	53,7	4750	9,17	
14	140	13	34,71	27,1	104	1025	47,9	270	**64,7**	647	54,5	4800	10,02	14
		15	39,75	31,0	117	1160	53,2	305	**73,7**	732	60,4	5550	9,95	
		17	44,71	34,9	130	1290	58,0	339	**82,5**	814	66,6	6310	9,88	
15	150	14	40,04	31,2	128	1360	59,3	358	**80,0**	859	67,0	6360	10,7	15
		16	45,44	35,4	144	1525	65,3	401	**90,3**	963	74,2	7270	10,7	
		18	50,76	39,6	159	1685	71,1	443	**100,4**	1064	80,5	8200	10,6	
16	160	15	45,75	35,7	156	1760	71,8	463	**96,9**	1112	81,2	8240	11,5	16
		17	51,51	40,2	174	1970	79,0	518	**109,4**	1244	89,6	9380	11,4	
		19	57,19	44,6	191	2160	85,5	569	**120,7**	1365	97,6	10540	11,3	

1) $\mathfrak{W}_1$ gegen seitliche Ausbiegung geschützt, $\mathfrak{W}_2$ gegen seitliche Ausbiegung nicht geschützt. — Die kleinsten Momente für zwei zusammengesetzte ⌋⌊-Eisen findet man, indem man die Werthe $\mathfrak{W}_1$ und i_1 der Spalten 10 und 11 verdoppelt.

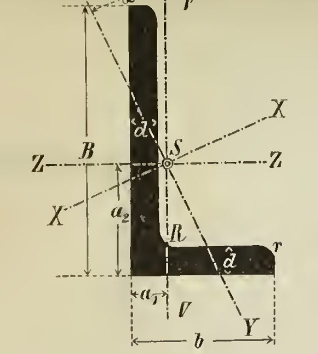


Tabelle 13. Normalprofile für ungleichschenkelige Winkeleisen.

X — X und Y — Y = Hauptachsen.

$d_{min} = \frac{b + B}{20}$ | $R = \frac{d_{min} + d_{max}}{2}$ | $r = \frac{R}{2}$.

a) Verhältnis der Schenkellängen $\frac{B}{b} = 1^1/_2$.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
Profil-Nr.	Abmessungen in mm			F	G	Lage der Hauptachse	Momente bezogen auf die Achse								Zwei zusammengesetzte ⫞ = Eisen. — Kleinstes Trägheitsmoment	Schwerpunktsabstände		Profil-Nr.
							X — X		Y — Y		Z — Z [1]		V — V [2]					
	B	b	d	qcm	(= kg f. d. m)	tg α	W	J	w	i	$\mathfrak{W}_1$	$\mathfrak{W}_2$	$\mathfrak{w}_1$	$\mathfrak{w}_2$		a_1 cm	a_2 cm	
2/3	30	20	3	1,41	1,1	0,407	0,72	1,44	0,26	0,29	**0,64**	0,51	**0,30**	0,26	1,65	0,51	1,01	2/3
			4	1,84	1,4	0,382	0,90	1,79	0,38	0,39	**0,83**	0,64	**0,39**	0,35	2,24	0,55	1,05	
3/4½	45	30	4	2,84	2,2	0,421	2,18	6,63	0,79	1,29	**1,94**	1,56	**0,93**	0,77	7,22	0,75	1,50	3/4½
			5	3,50	2,7	0,400	2,61	7,91	0,99	1,64	**2,38**	1,87	**1,13**	0,96	9,33	0,79	1,54	
4/6	60	40	5	4,75	3,7	0,426	4,85	19,9	1,88	3,79	**4,33**	3,48	**2,08**	1,82	21,8	0,99	1,99	4/6
			7	6,51	5,1	0,400	6,4	26,0	2,56	5,39	**5,88**	4,60	**2,80**	2,48	31,0	1,06	2,06	
5/7½	75	50	7	8,26	6,4	0,417	10,4	53,2	3,97	10,5	**9,39**	7,48	**4,49**	3,84	59,9	1,26	2,51	5/7½
			9	10,44	8,1	0,398	12,7	64,9	5,21	13,6	**11,8**	9,13	**5,60**	5,05	78,2	1,33	2,58	
6½/10	100	65	9	10,04	11,0	0,399	23,7	160	8,5	30,1	**21,5**	17,0	**9,82**	8,25	170	1,62	3,37	6½/10
			11	16,94	13,2	0,384	28,0	188	10,5	36,9	**25,7**	20,1	**11,7**	10,2	211	1,69	3,44	
8/12	120	80	10	19,00	14,8	0,425	38,8	318	14,6	61,1	**34,7**	27,8	**16,6**	14,1	349	1,97	3,97	8/12
			12	22,56	17,6	0,412	45,5	368	17,6	73,8	**41,0**	32,7	**19,6**	17,0	422	2,05	4,05	
10/15	150	100	12	28,56	22,3	0,426	73,7	749	27,2	143,6	**65,2**	52,9	**31,4**	26,4	816	2,45	4,95	10/15
			14	33,04	25,8	0,418	83,9	851	31,5	167,4	**73,1**	60,3	**36,0**	30,5	958	2,52	5,02	

b) Verhältnis der Schenkellängen $\frac{B}{b} = 2$.

Profil-Nr.	B	b	d	F	G	tg α	W	J	w	i	$\mathfrak{W}_1$	$\mathfrak{W}_2$	$\mathfrak{w}_1$	$\mathfrak{w}_2$	Kleinstes Trägheitsmoment	a_1	a_2	Profil-Nr.
2/4	40	20	3	1,71	1,3	0,252	1,17	2,99	0,28	0,33	**1,11**	0,88	**0,32**	0,27	1,67	0,45	1,45	2/4
			4	2,24	1,8	0,231	1,50	3,79	0,38	0,44	**1,44**	1,13	**0,41**	0,37	2,29	0,49	1,49	
3/6	60	30	5	4,25	3,3	0,242	4,25	16,5	1,08	1,89	**4,13**	3,21	**1,17**	1,07	9,46	0,69	2,20	3/6
			7	5,81	4,5	0,215	5,63	21,7	1,50	2,66	**5,59**	4,26	**1,57**	1,48	13,8	0,77	2,27	
4/8	80	40	6	6,84	5,3	0,249	9,22	47,7	2,23	5,36	**8,87**	7,00	**2,53**	2,20	26,7	0,90	2,90	4/8
			8	8,96	7,0	0,229	11,8	60,6	3,02	7,16	**11,5**	8,94	**3,25**	2,98	36,6	0,97	2,97	
5/10	100	50	8	11,36	8,9	0,246	19,1	123	4,73	13,9	**18,4**	14,5	**5,22**	4,67	69,9	1,14	3,64	5/10
			10	14,00	10,9	0,231	23,2	148	5,88	17,4	**22,5**	17,6	**6,34**	5,80	89,3	1,21	3,71	
6½/13	130	65	10	18,50	14,4	0,241	40,5	340	9,79	38,0	**39,0**	30,7	**11,1**	9,69	192	1,47	4,72	6½/13
			12	21,96	17,1	0,236	47,2	396	12,0	45,9	**46,0**	35,7	**13,0**	11,8	234	1,54	4,79	
8/16	160	80	12	27,36	21,3	0,249	73,9	764	17,9	85,9	**70,9**	56,0	**20,2**	17,7	427	1,79	5,79	8/16
			14	31,64	24,7	0,240	84,6	870	20,8	99,6	**81,7**	64,1	**23,1**	20,5	505	1,87	5,87	
10/20	200	100	14	40,04	31,2	0,252	135,5	1757	32,7	196	**130,0**	100,2	**37,1**	32,3	967	2,20	7,20	10/20
			16	45,44	35,4	0,246	152,5	1970	37,5	223	**147,1**	115,0	**41,8**	37,0	1106	2,28	7,27	

1) $\mathfrak{W}_1$ hochliegend, gegen seitliche Ausbiegung geschützt. $\mathfrak{W}_2$ hochliegend, gegen seitliche Ausbiegung nicht geschützt.
2) $\mathfrak{w}_1$ flachliegend. $\mathfrak{w}_2$ flachliegend.

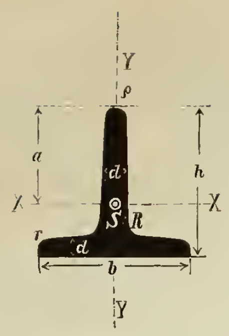


Tabelle 14. Normalprofile für ⊥-Eisen.

a) Verhältnis der Höhe zur Breite $\frac{h}{b} = 1$.

Neigung im Fuß 2 Proz., auf jeder Seite des Steges 2 Proz.

$d = 0{,}1\,h + 1$ mm.

$R = \dot{d}$ | $r = \frac{R}{2}$ | $\varrho = \frac{R}{4}$.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Profil-Nr.	Abmessungen in mm			F qcm	G (= kg für das m)	Momente bezogen auf die Achse				Schwerpunktsabstand	⊥ Kleinstes	Profil-Nr.
						X—X		Y—Y				
	b	h	d			W	J	w	i	a cm	J	
2/2	20	20	3	1,11	0,9	**0,29**	0,40	0,20	0,20	1,39	0,41	2/2
$2^1/_2/2^1/_2$	25	25	3,5	1,63	1,3	**0,53**	0,93	0,37	0,46	1,75	0,92	$2^1/_2/2^1/_2$
3/3	30	30	4	2,24	1,7	**0,88**	1,86	0,61	0,91	2,10	1,83	3/3
$3^1/_2/3^1/_2$	35	35	4,5	2,95	2,3	**1,36**	3,34	0,93	1,63	2,46	3,26	$3^1/_2/3^1/_2$
4/4	40	40	5	3,75	2,9	**1,97**	5,56	1,35	2,70	2,82	5,40	4/4
$4^1/_2/4^1/_2$	45	45	5,5	4,65	3,6	**2,76**	8,74	1,88	4,23	3,17	8,46	$4^1/_2/4^1/_2$
5/5	50	50	6	5,64	4,4	**3,71**	13,1	2,54	6,33	3,53	12,7	5/5
6/6	60	60	7	7,91	6,2	**6,23**	26,4	4,25	12,8	4,24	25,5	6/6
7/7	70	70	8	10,6	8,2	**9,76**	48,4	6,62	23,1	4,96	46,3	7/7
8/8	80	80	9	13,6	10,6	**14,4**	81,5	9,70	38,8	5,67	77,6	8/8
9/9	90	90	10	17,0	13,3	**20,3**	129	13,6	61,4	6,38	123	9/9
10/10	100	100	11	20,8	16,2	**27,5**	195	18,5	92,7	7,10	185	10/10
12/12	120	120	13	29,5	23,0	**54,5**	389	31,5	189	8,52	378	12/12
14/14	140	140	15	39,8	31,0	**73,7**	734	49,5	347	9,95	693	14/14

b) Verhältnis der Höhe zur Breite $\frac{h}{b} = 2$.

Neigung im Fuß 2 Proz., auf jeder Seite des Steges = 4 Proz.

$d = 0{,}15\,h + 1$ mm.

$R = d$ | $r = \frac{R}{2}$ | $\varrho = \frac{R}{4}$.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
6/3	60	30	5,5	4,64	3,6	**3,33**	9,98	1,26	2,91	2,30	10,4	6/3
$7/3^1/_2$	70	35	6	5,94	4,6	**4,94**	17,3	1,90	5,12	2,69	18,2	$7/3^1/_2$
8/4	80	40	7	7,91	6,2	**7,52**	30,1	2,89	8,87	3,07	31,4	8/4
$9/4^1/_2$	90	45	8	10,16	7,9	**10,9**	49,0	4,18	14,4	3,45	50,6	$9/4^1/_2$
10/5	100	50	8,5	12,02	9,4	**14,3**	71,3	5,51	21,2	3,84	74,5	10/5
12/6	120	60	10	17,0	13,3	**24,2**	145	9,35	43,2	4,62	152	12/6
14/7	140	70	11,5	22,8	17,8	**37,8**	265	14,7	79,1	5,39	277	14/7
16/8	160	80	13	29,5	23,0	**55,8**	446	21,7	134	6,17	465	16/8
18/9.	180	90	14,5	37,0	28,9	**78,8**	709	30,5	213	6,95	737	18/9
20/10	200	100	16	45,4	35,4	**107**	1073	41,8	323	7,72	1118	20/10

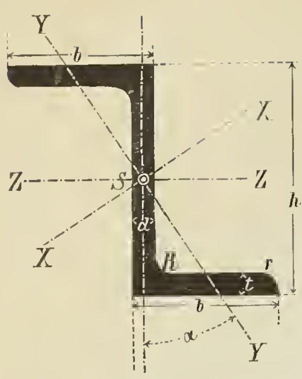


Tabelle 15. Normalprofile für ⌐L-Eisen.

X — X und Y — Y = Hauptachsen.

$b = 0{,}25\,h + 30$ mm.

$d = 0{,}035\,h + 3$ mm.

$t = 0{,}05\,h + 3$ mm.

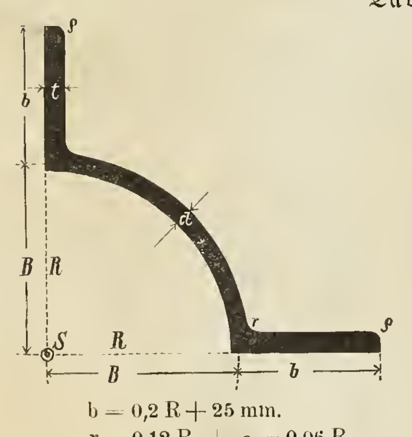
$R = t \quad | \quad r = \frac{t}{2}$.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Profil-Nr.	Abmessungen in mm				F qcm	G kg	Lage der Haupt-achse	Momente bezogen auf die Achse						Profil-Nr.
								X — X		Y — Y		Z — Z		
	h	b	d	t			tg α	W	J	w	i	𝔚 [1])	𝔴 [2])	
3	30	38	4	4,5	4,26	3,3	1,69	4,75	18,3	1,14	1,61	**4,0**	1,29	3
4	40	40	4,5	5	5,35	4,2	1,20	6,76	28,3	1,79	3,00	**6,7**	2,19	4
5	50	43	5	5,5	6,68	5,2	0,96	9,80	45,2	2,69	5,17	**10,4**	3,53	5
6	60	45	5	6	7,80	6,1	0,80	13,60	67,9	3,34	7,07	**14,7**	4,70	6
8	80	50	6	7	10,96	8,6	0,61	24,4	142,9	5,82	13,6	**27,0**	9,15	8
10	100	55	6,5	8	14,26	11,1	0,52	39,7	272	8,14	21,1	**43,8**	14,2	10
12	120	60	7	9	17,94	14,0	0,46	60,1	474	10,7	30,0	**65,9**	20,2	12
14	140	65	8	10	22,60	17,6	0,42	88,0	773	14,2	44,6	**95,1**	28,4	14
16	160	70	8,5	11	27,13	21,2	0,39	120,5	1193	16,9	58,8	**130,3**	36,6	16

1) 𝔚 = Widerstandsmoment, wenn der Träger gegen seitliche Ausbiegung geschützt ist.
2) 𝔴 = „ „ „ „ „ „ „ nicht geschützt ist.



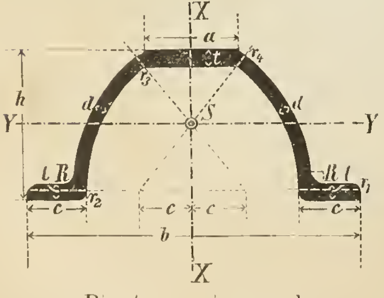
Tabelle 16. Normalprofile für Quadranteisen.



$b = 0{,}2\,R + 25$ mm.
$r = 0{,}12\,R \quad | \quad \varrho = 0{,}06\,R$.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Profil-Nr.	Abmessungen in mm				Der vollen Röhre Fläche F qcm	Der vollen Röhre Gewicht G kg für das m	Trägheitsmoment J der vollen Röhre für jede Schwerpunktsachse gleich.	Volle Röhre Größtes Widerstandsmom. W	Volle Röhre Kleinstes Widerstandsmom. w	Profil-Nr.
	R	b	d	t						
5	50	35	4	6	29,8	23,4	**573**	90	66	5
			8	8	48,0	37,5	**901**	135	101	
$7\frac{1}{2}$	75	40	6	8	54,9	42,9	**2046**	235	173	$7\frac{1}{2}$
			10	10	80,2	62,8	**2957**	329	246	
10	100	45	8	10	88,1	68,9	**5434**	499	365	10
			12	12	120,4	94,0	**7395**	660	490	
$12\frac{1}{2}$	125	50	10	12	129,3	101,0	**11970**	907	665	$12\frac{1}{2}$
			14	14	168,8	131,6	**15590**	1155	857	
15	150	55	12	14	178,9	139,6	**23200**	1497	1100	15
			18	17	248,6	194,0	**32280**	2030	1509	

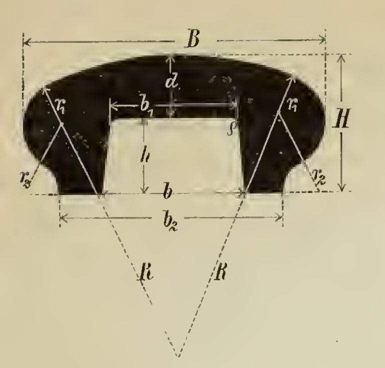
Tabelle 17. Normalprofile der Belageisen.



$R = t = r_3 \quad | \quad r_1 = d$
$r_2 = d - 0{,}5$ mm $\quad | \quad r_4 = 0{,}6\,d + 1{,}3$ mm.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Profil-Nr.	Abmessungen in mm						F qcm	G kg	Achse Y — Y W	Profil-Nr.
	h	b	a	c	t	d				
5	50	120	33	21	5	3	6,8	5,3	**9,6**	5
6	60	140	38	24	6	3,5	9,5	7,3	**15,9**	6
$7\frac{1}{2}$	75	170	45,5	28,5	7	4	13,4	10,3	**28,3**	$7\frac{1}{2}$
9	90	200	53	33	8	4,5	17,9	13,8	**45,8**	9
11	110	240	63	39	9	5	24,2	18,6	**76,2**	11

Tabelle 18. Normalprofile der Handleisteneisen.



$H = 0,45\ B.$
$R = B.$
$d = 0,2\ B.$
$b = 0,5\ B.$
$h = 0,25\ B.$
$r_1 = 0,15\ B.$
$r_2 = 0,1\ B.$
$\varrho = 0,05\ B.$
$b_1 = 0,45\ B.$
$b_2 = 0,75\ B.$

1	2	3	4	5	6	7	8
Profil-Nr.	Abmessungen in mm				F	G	Profil-Nr.
	B	H	b	h	qcm	kg für das m	
4	40	18	20	10	4,2	3,30	4
6	60	27	30	15	9,4	7,36	6
8	80	36	40	20	16,7	13,0	8
10	100	45	50	25	26,1	20,4	10
12	120	54	60	30	37,5	29,3	12

Tabelle 19. Gewichtstabelle für Band- und Flacheisen.

(d Stärke, b Breite in Millimetern.)

d	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
b	Gewicht in Kilogrammen für das laufende Meter																
24	0,19	0,37	0,56	0,75	0,93	1,12	1,31	1,49	1,68	1,87	2,05	2,24	2,43	2,61	2,80	3,09	3,17
26	0,20	0,41	0,61	0,81	1,01	1,21	1,42	1,62	1,82	2,02	2,23	2,43	2,63	2,83	3,03	3,24	3,44
28	0,22	0,44	0,65	0,87	1,09	1,31	1,53	1,74	1,96	2,18	2,40	2,61	2,83	3,05	3,27	3,49	3,70
30	0,23	0,47	0,70	0,93	1,17	1,40	1,63	1,87	2,10	2,33	2,57	2,80	3,03	3,27	3,50	3,73	3,97
32	0,24	0,50	0,75	1,01	1,25	1,49	1,74	1,99	2,24	2,49	2,74	2,99	3,24	3,49	3,73	3,98	4,23
34	0,27	0,53	0,79	1,06	1,32	1,59	1,85	2,12	2,38	2,65	2,91	3,17	3,44	3,70	3,97	4,23	4,50
36	0,28	0,56	0,84	1,12	1,40	1,68	1,96	2,24	2,52	2,80	3,08	3,36	3,64	3,92	4,20	4,48	4,76
38	0,30	0,59	0,89	1,18	1,48	1,77	2,07	2,37	2,66	2,96	3,25	3,55	3,84	4,14	4,44	4,73	5,03
40	0,31	0,62	0,93	1,24	1,56	1,87	2,18	2,49	2,80	3,11	3,42	3,73	4,05	4,36	4,67	4,98	5,29
42	0,33	0,65	0,98	1,31	1,63	1,96	2,29	2,61	2,94	3,27	3,59	3,92	4,25	4,58	4,90	5,23	5,56
44	0,34	0,69	1,03	1,37	1,71	2,05	2,40	2,74	3,08	3,42	3,77	4,11	4,45	4,79	5,14	5,48	5,82
46	0,36	0,72	1,07	1,43	1,79	2,15	2,51	2,86	3,22	3,58	3,94	4,30	4,65	5,01	5,37	5,73	6,08
48	0,37	0,75	1,12	1,49	1,87	2,24	2,61	2,99	3,36	3,73	4,11	4,48	4,86	5,23	5,60	5,98	6,35
50	0,39	0,78	1,17	1,56	1,95	2,33	2,72	3,11	3,50	3,89	4,28	4,67	5,06	5,45	5,84	6,22	6,61
52	0,41	0,81	1,21	1,62	2,02	2,43	2,83	3,24	3,64	4,05	4,45	4,86	5,26	5,66	6,07	6,47	6,88
54	0,42	0,84	1,26	1,68	2,10	2,52	2,94	3,36	3,78	4,20	4,62	5,04	5,46	5,88	6,30	6,72	7,14
56	0,44	0,87	1,31	1,74	2,18	2,61	3,05	3,49	3,92	4,36	4,79	5,23	5,66	6,10	6,54	6,97	7,41
58	0,45	0,90	1,35	1,81	2,26	2,71	3,16	3,61	4,06	4,51	4,96	5,42	5,87	6,32	6,77	7,22	7,67
60	0,47	0,93	1,40	1,87	2,33	2,80	3,27	3,73	4,20	4,67	5,14	5,60	6,07	6,54	7,00	7,47	7,94
62	0,48	0,97	1,45	1,93	2,41	2,89	3,38	3,86	4,34	4,82	5,31	5,79	6,27	6,75	7,24	7,72	8,20
64	0,50	1,00	1,49	1,99	2,49	2,99	3,49	3,98	4,48	4,98	5,48	5,98	6,47	6,97	7,47	7,97	8,47
66	0,51	1,03	1,54	2,05	2,57	3,08	3,59	4,11	4,62	5,14	5,65	6,16	6,68	7,19	7,70	8,22	8,73
68	0,53	1,06	1,59	2,12	2,65	3,17	3,70	4,23	4,76	5,29	5,82	6,35	6,88	7,41	7,94	8,47	8,99
70	0,55	1,09	1,63	2,18	2,72	3,27	3,81	4,36	4,90	5,45	5,99	6,54	7,08	7,62	8,17	8,71	9,26
72	0,56	1,12	1,68	2,24	2,80	3,36	3,92	4,48	5,04	5,60	6,16	6,72	7,28	7,84	8,40	8,96	9,52
74	0,58	1,15	1,73	2,30	2,88	3,45	4,03	4,61	5,18	5,76	6,33	6,91	7,48	8,06	8,64	9,21	9,79
75	0,58	1,16	1,75	2,33	2,92	3,50	4,09	4,67	5,25	5,84	6,42	7,01	7,59	8,18	8,76	9,34	9,93

Tabelle 20. Gewichtstabelle für Quadrat- und Rundeisen.

(Gewicht für das laufende Meter in Kilogrammen.)

Stärke bez. Durchm. mm	Quadrat-eisen	Rund-eisen	Stärke bez. Durchm. mm	Quadrat-eisen	Rund-eisen	Stärke bez. Durchm. mm	Quadrat-eisen	Rund-eisen	Stärke bez. Durchm. mm	Quadrat-eisen	Rund-eisen	Stärke bez. Durchm. mm	Quadrat-eisen	Rund-eisen
5	0,195	0,153	21	3,422	2,695	37	10,65	8,365	65	32,87	25,82	145	163,6	128,5
6	0,280	0,220	22	3,726	2,957	38	11,23	8,823	70	38,12	29,94	150	175,1	137,5
7	0,381	0,299	23	4,116	3,232	39	11,83	9,294	75	43,76	34,37	155	186,9	146,8
8	0,498	0,391	24	4,481	3,520	40	12,45	9,776	80	49,79	39,11	160	199,2	156,4
9	0,630	0,495	25	4,863	3,819	41	13,08	10,27	85	56,21	44,15	165	209,6	166,4
10	0,778	0,611	26	5,259	4,131	42	13,69	10,78	90	63,02	49,49	170	224,8	176,6
11	0,931	0,739	27	5,672	4,455	43	14,39	11,30	95	70,21	55,15	175	238,3	187,1
12	1,120	0,880	28	6,100	4,791	44	14,90	11,83	100	77,80	61,10	180	252,1	198,0
13	1,315	1,033	29	6,543	5,139	45	15,75	12,37	105	85,55	67,37	185	266,3	209,1
14	1,525	1,198	30	7,002	5,499	46	16,46	12,93	110	93,14	73,94	190	280,9	220,6
15	1,751	1,375	31	7,477	5,872	47	17,19	13,50	115	102,9	80,81	195	295,9	232,3
16	1,992	1,564	32	7,967	6,257	48	17,93	14,08	120	112,0	88,00	200	311,2	244,4
17	2,248	1,766	33	8,382	6,654	49	18,68	14,67	125	121,6	95,48			
18	2,521	1,980	34	8,994	7,064	50	19,45	15,28	130	131,5	103,3			
19	2,809	2,206	35	9,531	7,485	55	23,28	18,48	135	141,8	111,4			
20	3,112	2,444	36	10,08	7,919	60	28,01	22,00	140	152,5	119,8			

Tabelle 21. Flach- und Träger-Wellbleche einiger Werke.

a) Heinr. Lehmann & Co. in Berlin.

[b) Siehe folgende Seite.]

Trägerwellbleche.

Norm.-Profil Nr.	Welltiefe h mm	Wellbreite b mm	Blechstärken s mm	Gewicht f. d. qm bei 1 mm Stärke kg	Widerstdmt. für 1 m Breite = 10 Wellen bei 1 mm Dicke bez. a. cm
5	50	100	1—2	12,5	17
6	60	100	1—2	14,1	25
7	70	100	1—3	15,7	33
8	80	100	1—5	17,3	40
9	90	100	1—5	18,9	48
10	100	100	2—5	20,5	56
11	110	100	2—5	22,1	67

Jalousie- und Thür-Wellbleche in den Stärken 19—24.

Nr.	h mm	b mm	s mm	Gewicht kg	Widerstdmt.
1	15	40		10,7	5,1
2	20	40		12,6	7,5
3	15	50		9,8	4,7
4	25	50		12,6	9,7
5	30	60		12,6	11,7

Flache Wellbleche in den Stärken von 1—24 der deutschen Lehre.

Norm.-Profil Nr.	Welltiefe h mm	Wellbreite b mm	Gewicht f. d. qm bei 1 mm Stärke kg	Widerstandsmom. bei 1 m Breite und 1 mm Stärke bez. a. cm
$2^1/_2$/10	25	100	9,4	7,5
3/10	30	100	9,8	9,5
$3^1/_2$/10	35	100	10,4	11
4/10	40	100	11,1	14
$4^1/_2$/10	45	100	11,5	16
$2^1/_2$/15	25	150	8,5	6,8
3/15	30	150	8,8	8,5
$3^1/_2$/15	35	150	9,1	10,3
4/15	40	150	9,4	12,3
$4^1/_2$/15	45	150	9,8	14,2
5/15	50	150	10,2	16,3

c) W. Tillmanns in Remscheid.

Profil-Nr.	Wellen- Breite mm	Wellen- Höhe mm	Für 1 mm Blechstärke: Ungefähres Gewicht f. d. qm kg	Querschnitt einer Welle in qmm	Trägheitsmoment einer Welle bez. auf cm	Widerstandsmoment einer Welle bez. auf cm
			A. Flache Wellbleche.			
1	60	20	10	76	4,1	0,41
2	75	25	9,25	95	6,2	0,50
3	85	25	9,5	110	7,6	0,61
4	122	29	8,8	140	11,1	0,78
5	135	35	9,1	150	18,7	1,07
6	150	40	9,2	176	28,3	1,41
7	230	75	9,9	290	170	4,54
			B. Träger-Wellbleche.			
8	68	34	12,5	106	14	0,84
9	90	45	12,5	141	35	1,55
10	90	50	13	151	46	1,83
11	90	55	14	161	58	2,10
12	90	60	15	171	73	2,44
13	90	65	15,5	183	90	2,76
14	90	70	16	191	109	3,13
15	90	75	16,5	201	133	3,54
16	100	50	12,5	157	47	1,88
17	100	60	14,25	177	78	2,61
18	100	65	15	187	97	2,98
19	100	70	15,8	197	116	3,33
20	100	75	16,6	207	135	3,60
21	100	80	17,5	217	162	4,05
22	100	85	17,7	227	189	4,45
23	100	90	18,4	237	218	4,84
24	100	95	19,5	247	250	5,27
25	100	100	20,5	257	285	5,70
26	120	80	14,64	228	178	4,46
27	120	90	16,55	248	242	5,38
28	120	100	17,50	268	319	6,38
29	120	110	19,4	288	407	7,40
30	160	80	12,5	251	176	4,90

Tabelle 22a. Glatte Zinkbleche

der Schlesischen Aktien-Gesellschaft für Bergbau und Zinkhütten-Betrieb in Breslau und der Gesellschaft Vieille Montagne in Chenée in Belgien.

Nr. der Tafel	Stärke in mm	Gewicht für das qm kg	Gewicht der Tafeln: 0,65 . 2 m = 1,3 qm	0,80 . 2 m = 1,6 qm	1,0 . 2,0 m = 2 qm	1,0 . 2,5 m = 2,5 qm
1	0,100	0,70	0,910	—	—	—
2	0,143	1,00	1,300	1,600	—	—
3	0,186	1,30	1,690	2,080	2,600	—
4	0,228	1,60	2,080	2,560	3,200	—
5	0,271	1,90	2,470	3,040	3,800	—
6	0,300	2,10	2,730	3,360	4,200	—
7	0,350	2,45	3,185	3,920	4,900	6,125
8	0,400	2,80	3,640	4,480	5,600	7,000
9	0,450	3,15	4,095	5,040	6,300	7,875
10	0,500	3,50	4,550	5,600	7,000	8,750
11	0,580	4,06	5,278	6,496	8,120	10,150
12	0,660	4,62	6,006	7,392	9,240	11,550
13	0,740	5,18	6,734	8,288	10,360	12,950
14	0,820	5,74	7,462	9,184	11,480	14,350
15	0,950	6,65	8,645	10,640	13,300	16,625
16	1,080	7,56	9,828	12,096	15,120	18,900
17	1,210	8,47	11,011	13,552	16,940	21,175
18	1,340	9,38	12,194	15,008	18,760	23,450
19	1,470	10,29	13,377	16,464	20,580	25,725
20	1,600	11,20	14,560	17,920	22,400	28,000
21	1,780	12,46	16,198	19,936	24,920	31,150
22	1,960	13,72	17,836	21,952	27,440	34,300
23	2,140	14,98	19,474	23,968	29,960	37,450
24	2,320	16,24	21,112	25,984	32,480	40,600
25	2,500	17,50	22,750	28,000	35,000	43,750
26	2,680	18,76	24,388	30,016	37,520	46,900

Tabelle 22b. Zinkwellbleche

der Schlesischen Aktien-Gesellschaft für Bergbau und Zinkhütten-Betrieb in Breslau und der Gesellschaft Vieille Montagne in Chenée in Belgien.

Nr.	Wellentiefe	Wellenbreite	Gewicht für das qm bei 1 mm Stärke kg	Widerstandsmoment für 1 m Tiefe bei 1 mm Stärke
1	55	117	10,5	15,0
2	35	100	9,0	11,7
3	32	100	8,7	10,3
4	32	110	8,9	10,2
5	14	60	8,0	5,3

Tafelbreite bis 1,6 m, Tafellänge bis 3,0 m.

Tabelle 21. Flach- und Träger-Wellbleche einiger Werke.

b) Eisenwerk Schladau (A. & G. Kammerich).

1. Normalprofile.

Profil-Nr.	Tiefe der Welle mm	½ Breite d. Welle mm	Blechstärke mm	Widerstandsmoment für 1 m Breite bez. auf cm	Querschnitt für 1 m Breite in qmm	Gewicht f. d. qm ca. kg	Gewöhnl. Breite der Tafeln mm
10	10	10	0,5	1,85	785	6,3	660
15	15	15	1	5,53	1567	12,5	660
20	20	20	1	7,50	1570	12,5	660
25	25	25	1	9,44	1571	12,5	575
30	30	30	1	11,4	1576	12,5	570
45	45	45	1	17,3	1570	12,5	675
"	45	45	1,5	25,6	2355	18,8	"
"	45	45	2,0	33,8	3140	25,0	"
50	50	50	1	19,2	1571	12,5	650
"	50	50	2	37,7	3141	25,0	"
60	60	60	1	23	1571	12,5	660
	60	66	2	45	3141	25,0	"
70	70	70	1	27	1571	12,5	630
"	70	70	2	53	3142	25,0	"
"	70	70	3	68	4713	37,5	"
80	80	80	1	31	1571	12,5	640
"	80	80	2	61	3142	25,0	"
"	80	80	3	91	4714	37,5	"
90	90	90	2	70	3142	25,0	630
"	90	90	3	102	4712	37,5	"
"	90	90	4	136	6283	50,0	"
100	100	100	2	77	3142	25,0	700
"	100	100	3	114	4712	37,5	"
"	100	100	4	151	6283	50,0	"
110	110	110	2	85	3142	25,0	660
"	110	110	3	125	4712	37,5	"
"	110	110	4	166	6283	50,0	"
120	120	120	3	137	4712	37,5	600
"	120	120	4	182	6283	50,0	"
"	120	120	5	226	7854	62,5	"
130	130	130	3	149	4712	37,5	650
"	130	130	4	198	6283	50,0	"
"	130	130	5	246	7854	62,5	"
140	140	140	3	161	4712	37,5	700
"	140	140	4	214	6283	50,0	"
"	140	140	5	266	7854	62,5	"
150	150	150	3	174	4712	37,5	750
"	150	150	4	221	6283	50,0	"
"	150	150	5	285	7854	62,5	"

2. Trägerwellbleche.

Profil-Nr.	Tiefe der Welle mm	½ Breite d. Welle mm	Blechstärke mm	Widerstandsmoment für 1 m Breite bez. auf cm	Querschnitt für 1 m Breite in qmm	Gewicht f. d. qm ca. kg	Gewöhnl. Breite der Tafeln mm
25/20	25	20	1	10	1820	13,8	660
30/25	30	25	1	12	1771	13,3	575
50/45	50	45	1	20	1682	13	585
"	50	45	1,5	30	2523	19,5	"
"	50	45	2	40	3363	26	"
60/50	60	50	1	26	1771	13,8	650
"	60	50	2	50	3541	27,6	"
60/45	60	45	1	27	1904	15	585
"	60	45	1,5	40	2856	22,5	"
"	60	45	2	54	3808	30	"
70/60	70	60	1	30	1737	13,5	660
"	70	60	2	58	3475	27,1	"
70/50	70	50	1	33	1971	15,4	550
"	70	50	2	64	3942	30,8	"
70/45	70	45	1	35	2127	16,6	585
"	70	45	1,5	52	3190	24,9	"
"	70	45	2	69	4253	33,2	"
80/70	80	70	1	33	1714	13,4	630
"	80	70	2	66	3427	26,8	"
"	80	70	3	96	5141	40,2	"
80/60	80	60	1	37	1904	14,8	540
"	80	60	2	72	3264	29,6	"
"	80	60	3	107	5713	44,4	"
80/50	80	50	1	40	2170	17,0	550
"	80	50	1,5	60	3255	25,5	"
"	80	50	2	80	4340	34	"
"	80	50	2,5	100	5425	42,5	"
"	80	50	3	119	6510	51	"
"	80	50	4	156	8680	68	"
90/70	90	70	2	79	3713	29	630
"	90	70	3	118	5569	43,4	"
"	90	70	4	156	7405	57,8	"
90/60	90	60	2	87	4142	32,3	540
"	90	60	3	129	6212	48,5	"
"	90	60	4	171	8283	64,6	"
90/50	90	50	2	97	4740	37,0	550
"	90	50	2,5	121	5925	46	"
"	90	50	3	144	7110	55,5	"
"	90	50	4	190	9480	74	"

Profil-Nr.	Tiefe der Welle mm	½ Breite d. Welle mm	Blechstärke mm	Widerstandsmoment für 1 m Breite bez. auf cm	Querschnitt für 1 m Breite in qmm	Gewicht f. d. qm ca. kg	Gewöhnl. Breite der Tafeln mm
100/80	100	80	2	87	3642	28,4	560
"	100	80	3	129	5462	42,6	"
"	100	80	4	171	7283	56,8	"
100/65	100	65	2	98	4220	33	585
"	100	65	3	146	6330	49,5	"
"	100	65	4	193	8440	66	"
"	100	65	5	239	10550	82,5	"
100/50	100	50	2	115	5140	40,5	450
"	100	50	3	171	7710	60	"
"	100	50	4	226	10280	80	"
110/80	110	80	2	101	3892	30,4	560
"	110	80	3	149	5837	45,5	"
"	110	80	4	199	7783	60,7	"
"	110	80	5	297	9729	75,9	"
110/60	110	60	2	123	4642	36,2	540
"	110	60	3	176	7212	56,3	"
"	110	60	4	240	9617	75	"
"	110	60	5	293	12021	93,8	"
120/100	120	100	3	129	5312	41,4	600
"	120	100	4	202	7083	55,2	"
"	120	100	5	250	8854	69	"
120/80	120	80	3	171	6212	48,5	560
"	120	80	4	229	8283	64,6	"
"	120	80	5	284	10355	80,8	"
130/110	130	110	3	163	5258	41,1	550
"	130	110	4	217	7010	54,7	"
"	130	110	5	161	9219	71,9	"
130/90	130	90	3	184	5522	43,1	630
"	130	90	4	242	7363	57,4	"
"	130	90	5	302	9204	71,8	"
150/80	150	80	3	237	7125	54,2	400
"	150	80	4	315	9548	72,6	"
"	150	80	5	393	12000	91,2	"

3. Flache Wellbleche.

Profil-Nr.	Tiefe der Welle mm	½ Breite d. Welle mm	Blechstärke mm	Widerstandsmoment für 1 m Breite bez. auf cm	Querschnitt für 1 m Breite in qmm	Gewicht f. d. qm ca. kg	Gewöhnl. Breite der Tafeln mm
15/20	15	20	1	3,76	1340	10,5	740
25/40	25	40	1	6,41	1243	9,7	680
25/60	25	60	1	6,41	1129	8,8	660
30/60	30	60	1	7,73	1170	9,1	660
35/67,5	35	67,5	1	9,42	1170	9,1	608
40/75	40	75	1	10,4	1174	9,2	675
45/75	45	75	1	11,6	1225	9,6	675
50/90	50	90	1	13,1	1159	9,0	630
60/90	60	90	1	15,9	1271	9,9	630
70/90	70	90	1	18,2	1453	11,4	630
75/115	75	115	1	20,2	1432	11,2	575

Tabelle 23. Buckelplatten der Dillinger Hütte zu Dillingen a. d. Saar.

(L = äußere Länge, B = äußere Breite, b = Randbreite, h = Pfeil der Platten.)

Nr.	L	B	b	h	Gewicht bei der Blechstärke (in mm) von: 6	6,5	7	7,5	8	8,5	9	9,5	10
1	1490	1490	78	130	104	112,5	121,5	130	139	147,5	156,5	165,5	173,5
2	1140	1140	40	85	61	66	71	76	81	86	91	96	101
3	1098	1098	40	75	56,5	61	66	70,5	76	81	85	90	94
4	1098	1098	78	78	56,5	61	66	70,5	76	81	85	90	94
5	1000	1000	60	72	47	51	54,5	58,5	62,5	66,5	70,5	74	78
6	750	750	60	45	26,5	28,5	30,5	33	35	37	39,5	41,5	44
7	500	500	60	27	11,5	12,5	13,5	14,5	15,5	16,5	17,5	18,5	19,5
8	1630	1270	80	130	96,5	105	113	121,5	129,5	137,5	145,5	153,5	161,5
9	1100	770	55	80	39,5	43	46	49,5	53	56,5	59,5	63	76
10	1265	1265	80	100	75	81	87,5	94	100	106,5	112,5	118,5	124,5
11	1310	1000	50	104	61,5	66,5	71,5	76,5	81,5	86,5	91,5	96,5	101,5
12	700	700	70	45	23	25	27	29	31	33	35	37	39
13	700	660	50(70)	45	21,5	23,5	25,5	27	29	30,5	32,5	34	36
14	1180	1100	60	75	61	66	71	76	81	86	91	96	101
15	1560	1545	52(60)	118	113	122,5	131,5	141	151	160	169	179,5	188

Neuerdings werden auch Buckelplatten auf Bestellung in beliebigen Abmessungen (auch trapezförmig) geliefert, wenn von einer Sorte größere Mengen gebraucht werden. Bei kleiner Stückzahl einer Sorte erfolgt die Herstellung mit Handarbeit.

Tabelle 24. Nietungen.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Nietstärke d mm	Tragfähigkeit N eines Niets in Tonnen bei einschnitt. Nieten	zweischnitt. Nieten	Kleinster Nietabstand a cm	b cm	e cm	Tragfähigkeit P der Lochwand in Tonnen bei einer Blechstärke δ = mm: 6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	Nietstärke d mm
14	0,98	1,96	2,8	2,1	4,2	1,26	1,47	1,68	1,89	2,10	—	—	—	—	—	—	—	—	14
16	1,28	2,56	3,2	2,4	4,8	1,44	1,68	1,92	2,16	2,40	2,64	—	—	—	—	—	—	—	16
18	1,62	3,24	3,6	2,7	5,4	1,62	1,89	2,16	2,43	2,70	2,97	3,24	—	—	—	—	—	—	18
20	2,00	4,00	4,0	3,0	6,0	1,80	2,10	2,40	2,70	3,00	3,30	3,60	3,90	4,20	—	—	—	—	20
22	2,42	4,84	4,4	3,3	6,6	1,98	2,31	2,64	2,97	3,20	3,53	3,86	4,19	4,52	4,85	—	—	—	22
24	2,88	5,76	4,8	3,6	7,2	2,16	2,52	2,88	3,24	3,60	3,96	4,32	4,68	5,04	5,40	5,76	6,12	—	24
26	3,38	6,76	5,2	3,9	7,8	2,34	2,73	3,12	3,51	3,90	4,29	4,68	5,07	5,46	5,85	6,24	6,63	7,02	26

Es bedeutet d = Nietdurchmesser, N und P = Kraft, welche durch ein Niet übertragen werden kann, a = kleinster Abstand der Nietmitte vom Blechrand, in der Kraftrichtung gemessen, b = kleinster Abstand der Nietmitte vom Blechrande senkrecht zur Kraftrichtung gemessen, e = kleinste Entfernung der Nietmitten von einander. — Ergiebt sich P aus Spalte 7—19 kleiner, als N aus Spalte 2 und 3, so ist die Nietzahl nach dem Werte der Spalten 7—19 zu bestimmen. — Näheres siehe Kap. 3, § 3 und 4.

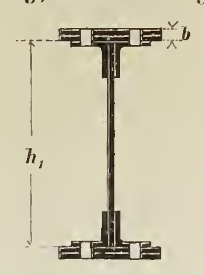
Tabelle 25. Scharfgängige Schrauben.

d = Bolzendurchmesser der Schraube.
d_1 = Kerndurchmesser.
n = Zahl der Gänge auf 10 mm Bolzenlänge.
D = Durchmesser des dem Sechseck der bearbeiteten Schraubenmutter eingeschriebenen Kreises.
U = Durchmesser der bearbeiteten Unterlagsscheibe.
u = deren Dicke.
h = Höhe des Schraubenkopfes.
P = Tragkraft der Schraube.

d mm	d_1 mm	n	D mm	U mm	u mm	h mm	P kg	
6	4,1	7	13	17	2	4	37	Höhe der Mutter gleich dem Bolzendurchmesser.
8	5,9	6	16	21	3,5	6	77	
10	7,7	$5\frac{1}{2}$	19	25	3	7	130	
12	9,5	5	22	29	3	8	199	
15	12,2	$4\frac{1}{2}$	26	34	4	11	327	
18	14,9	4	30	40	4	13	488	
21	17,6	$3\frac{3}{4}$	34	45	4	15	681	
24	20,3	3	39	52	4	17	907	
27	23	3	43	57	5	19	1164	
30	25,7	$2\frac{1}{2}$	47	63	5	21	1453	
34	29,3	$2\frac{1}{2}$	53	70	5	24	1889	
38	32,9	$2\frac{1}{2}$	58	77	6	27	2381	
42	36,5	$2\frac{1}{8}$	64	85	6	29	2931	
46	40,1	$2\frac{1}{8}$	69	92	7	32	3538	
50	43,7	$1\frac{7}{8}$	75	100	7	35	4201	
55	48,2	$1\frac{7}{8}$	82	109	8	39	5111	
60	52,7	$1\frac{5}{8}$	89	119	9	42	6110	
65	57,2	$1\frac{5}{8}$	96	128	10	46	7198	
70	61,7	$1\frac{3}{8}$	103	137	10	49	8375	
75	66,2	$1\frac{3}{8}$	110	147	11	53	9641	

Vgl. Kap. 3, § 7.

Tabelle 26. **Trägheitsmomente genieteter Träger.**[1])



a) **Trägheitsmomente des Stehbleches und der vier ⌊-Eisen** (dm⁴).

	Steghöhe h_1 des Trägers = mm										
	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200	1300	1400
10 mm Stehblech	0,5333	1,042	1,800	2,858	4,267	6,075	8,333	11,09	14,60	18,31	22,87
⌊-Eisen, Normalprofile, mm											
60 6	0,9235	1,492	2,197	3,039	4,018	5,134	6,387	7,776	9,302	11,96	12,76
60 8	1,200	1,942	2,863	3,964	5,244	6,702	8,341	10,16	12,15	14,33	16,69
60 10	1,461	2,369	3,497	4,845	6,413	8,201	10,21	12,44	14,89	17,56	20,44
65 7	1,144	1,854	2,736	3,791	5,018	6,416	7,988	9,731	11,65	13,73	15,99
65 9	1,435	2,330	3,443	4,774	6,322	8,088	10,07	12,27	14,69	17,33	20,19
65 11	1,712	2,784	4,118	5,713	7,571	9,690	12,07	14,71	17,62	20,78	24,21
70 7	1,220	1,982	2,930	4,065	5,386	6,893	8,587	10,46	12,53	14,78	17,22
70 9	1,536	2,499	3,698	5,132	6,803	8,709	10,85	13,23	15,84	18,69	21,78
70 11	1,833	2,988	4,427	6,150	8,156	10,45	13,02	15,88	19,02	22,45	26,15
75 8	1,469	2,393	3,544	4,922	6,527	8,360	10,42	12,71	15,22	17,96	20,03
75 10	1,795	2,930	4,344	6,039	8,013	10,27	12,80	15,62	18,71	22,09	25,74
75 12	2,106	3,443	5,112	7,111	9,442	12,10	15,10	18,42	22,08	26,06	30,38
80 8	1,554	2,537	3,763	5,232	6,945	8,900	11,10	13,54	16,23	19,15	22,33
80 10	1,901	3,109	4,617	6,425	8,533	10,94	13,65	16,66	19,97	23,57	27,48
80 12	2,232	3,658	5,438	7,574	10,06	12,91	16,11	19,67	23,58	27,85	32,47
90 9	1,915	3,141	4,675	6,517	8,666	11,12	13,89	16,96	20,34	24,03	28,03
90 11	2,293	3,769	5,617	7,836	10,43	13,39	16,73	20,43	24,51	28,96	33,78
90 13	2,656	4,373	6,524	9,110	12,13	15,58	19,47	23,79	28,56	33,74	39,37
100 10	2,303	3,795	5,667	7,919	10,55	13,56	16,95	20,73	24,88	29,41	34,32
100 12	2,710	4,475	6,692	9,359	12,48	16,05	20,07	24,54	29,46	34,84	40,66
100 14	3,101	5,131	7,682	10,75	14,35	18,46	23,09	28,25	33,92	40,12	46,84
110 10	2,491	4,119	6,167	8,635	11,52	14,83	18,56	22,71	27,27	32,26	37,67
110 12	2,934	4,862	7,289	10,22	13,64	17,57	21,99	26,91	32,33	38,26	44,68
110 14	3,361	5,580	8,376	11,75	15,70	20,22	25,33	31,01	37,26	44,10	51,51
120 11	2,913	4,837	7,265	10,20	13,63	17,57	22,01	26,96	32,41	38,37	44,82
120 13	3,382	5,627	8,463	11,89	15,90	20,51	25,71	31,49	37,87	44,84	52,49
120 15	3,833	6,392	9,625	13,53	18,11	23,37	29,31	35,92	43,20	51,16	59,79
130 12	3,753	5,596	8,430	11,86	15,88	20,50	25,72	31,53	37,93	44,93	52,53
130 14	3,850	6,431	9,701	13,66	18,31	23,64	29,67	36,38	43,78	51,88	60,66
130 16	4,325	7,239	10,93	15,41	20,67	26,70	33,52	41,12	49,50	58,66	68,60
140 13	3,666	6,198	9,425	13,35	17,96	23,27	29,27	35,97	43,36	51,45	60,23
140 15	4,337	7,271	11,00	15,52	20,84	26,95	33,86	41,57	50,06	59,36	69,44
140 17	4,834	8,120	12,30	17,38	23,34	30,21	37,96	46,62	56,16	66,60	77,94
150 14	4,308	7,228	10,95	15,47	20,79	26,92	33,84	41,57	50,09	59,42	69,55
150 16	4,843	8,144	12,35	17,47	23,50	30,44	38,28	47,03	56,70	67,27	78,75
150 18	5,360	9,033	13,72	19,42	26,14	33,88	42,62	52,39	63,17	74,96	87,77

1) Aus dem Handbuche der Ingenieur-Wissenschaft. Brückenbau; Steiner, Konstruktion der eisernen Balkenbrücken.

b) Trägheitsmoment der Kopfplatten bei 10 mm Breite.

b = Kopfplattendicke mm	Höhe h_1 des Trägers = mm										
	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200	1300	1400
8	0,0666	0,1032	0,1478	0,2005	0,2611	0,3279	0,4064	0,4911	0,5837	0,6844	0,7930
9	0,0753	0,1166	0,1669	0,2262	0,2945	0,3718	0,4581	0,5535	0,6578	0,7711	0,8934
10	0,0841	0,1301	0,1861	0,2521	0,3281	0,4141	0,5101	0,6161	0,7321	0,8581	0,9941
11	0,0929	0,1436	0,2053	0,2781	0,3618	0,4565	0,5622	0,6789	0,8066	0,9453	1,095
12	0,1018	0,1573	0,2248	0,3042	0,3957	0,4991	0,6145	0,7420	0,8814	1,033	1,196
13	0,1109	0,1711	0,2443	0,3305	0,4297	0,5419	0,6670	0,8052	0,9564	1,121	1,298
14	0,1200	0,1850	0,2639	0,3569	0,4639	0,5848	0,7198	0,8686	1,032	1,209	1,400
15	0,1292	0,1990	0,2837	0,3835	0,4982	0,6280	0,7727	0,9325	1,107	1,297	1,502
16	0,1385	0,2131	0,3036	0,4102	0,5328	0,6713	0,8259	0,9964	1,183	1,386	1,604
17	0,1479	0,2273	0,3237	0,4371	0,5674	0,7148	0,8792	1,061	1,259	1,474	1,707
18	0,1573	0,2416	0,3438	0,4641	0,6032	0,7585	0,9328	1,125	1,335	1,564	1,810
19	0,1669	0,2560	0,3641	0,4917	0,6373	0,8024	0,9866	1,190	1,412	1,653	1,913
20	0,1765	0,2705	0,3845	0,5185	0,6725	0,8465	1,041	1,255	1,489	1,743	2,017
21	0,1863	0,2852	0,4051	0,5460	0,7080	0,8908	1,095	1,320	1,566	1,832	2,120
22	0,1961	0,2999	0,4257	0,5736	0,7434	0,9353	1,139	1,385	1,643	1,923	2,224
23	0,2060	0,3148	0,4466	0,6013	0,7791	0,9799	1,204	1,451	1,720	2,013	2,329
24	0,2160	0,3297	0,4675	0,6292	0,8150	1,025	1,259	1,516	1,798	2,104	2,434
25	0,2260	0,3448	0,4885	0,6573	0,8510	1,070	1,314	1,582	1,876	2,195	2,539
26	0,2362	0,3600	0,5097	0,6855	0,8873	1,115	1,396	1,649	1,954	2,286	2,644
27	0,2465	0,3753	0,5311	0,7138	0,9236	1,160	1,424	1,715	2,033	2,377	2,749
28	0,2568	0,3907	0,5525	0,7423	0,9602	1,206	1,480	1,782	2,112	2,489	2,875
29	0,2673	0,4062	0,5741	0,7710	0,9969	1,252	1,536	1,849	2,191	2,561	2,961
30	0,2778	0,4218	0,5958	0,7998	1,034	1,298	1,592	1,916	2,270	2,654	3,068

c) Abzug für jedes Nietloch von 10 mm Breite im horizontalen Flansch der Winkeleisen.

∟-Eisenstärke mm	Höhe h_1 des Trägers = mm										
	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200	1300	1400
6	0,0233	0,0366	0,0529	0,0722	0,0946	0,1199	0,1482	0,1795	0,2138	0,2512	0,2915
7	0,0270	0,0425	0,0615	0,0840	0,1101	0,1396	0,1726	0,2091	0,2491	0,2926	0,3396
8	0,0307	0,0484	0,0701	0,0958	0,1255	0,1591	0,1968	0,2385	0,2841	0,3339	0,3875
9	0,0344	0,0542	0,0786	0,1074	0,1408	0,1786	0,2210	0,2618	0,3192	0,3783	0,4354
10	0,0380	0,0600	0,0870	0,1190	0,1560	0,1980	0,2450	0,2970	0,3540	0,4194	0,4830
11	0,0416	0,0691	0,0954	0,1306	0,1712	0,2173	0,2690	0,3261	0,3888	0,4569	0,5306
12	0,0452	0,0715	0,1037	0,1420	0,1863	0,2366	0,2929	0,3548	0,4234	0,4977	0,5780
13	0,0487	0,0771	0,1120	0,1534	0,2013	0,2557	0,3166	0,3840	0,4579	0,5383	0,6252
14	0,0522	0,0827	0,1202	0,1647	0,2163	0,2748	0,3403	0,4128	0,4923	0,5788	0,6724
15	0,0556	0,0882	0,1284	0,1760	0,2311	0,2937	0,3639	0,4415	0,5266	0,6192	0,7194
16	0,0590	0,0937	0,1365	0,1872	0,2459	0,3126	0,3873	0,4701	0,5608	0,6595	0,7662
17	0,0624	0,0992	0,1442	0,1983	0,2606	0,3314	0,4107	0,4952	0,5948	0,6996	0,8129
18	0,0657	0,1046	0,1525	0,2094	0,2752	0,3501	0,4340	0,5269	0,6288	0,7396	0,8595
19	0,0690	0,1100	0,1604	0,2203	0,2898	0,3687	0,4572	0,5551	0,6626	0,7795	0,9060

Die Zahlen der Tabelle sind mit 10 000 zu multiplizieren, um das Trägheitsmoment, bezogen auf cm, zu erhalten. Das Widerstandsmoment erhält man durch Division des Trägheitsmomentes mit der halben Gesamthöhe des Trägers.

Beispiel.

Das Widerstandsmoment eines genieteten Trägers von folgenden Abmessungen soll ermittelt werden:

h_1 = 800 mm; Stehblech = 9 mm dick; Winkel = 75 . 75 . 8.
Auf jedem Gurt zwei Kopfplatten von je 9 mm Stärke und 220 mm Breite; Nietstärke = 18 mm.

Ausführung.

$\frac{1}{10000}$ Trägheitsmoment des Stehbleches = 4,267 . 0,9 = 3,8403

" " der Winkeleisen = ... 6,5270

" " " Kopfplatten mit Nietabzug = (22 — 2 . 1,8) 0,6032 = 11,0989

S. 21,4662

Abzug der Nietlöcher in den Winkeleisen 4 . 1,8 . 0,1255 = 0,9036

Trägheitsmoment = 20,5626

Widerstandsmoment = $\frac{20\,5626}{41,8}$ = 4919.

Tabelle 27. Widerstandsmomente und Gewichte genieteter Träger.

h_0 = Höhe des Steges; W = Widerstandsmoment bezogen auf cm; G = Gewicht des Meters in kg.

Stärke der Blechwand 1 cm; Winkeleisen 8.8.1; Gurtplatten 17.1; Nietdurchmesser 2 cm.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
			Breite der Gurtplatten 17 cm						Zuschläge für jedes cm größere Breite der Gurtplatten						
	Ohne Platte		Eine Platte		Zwei Platten		Drei Platten		Eine Platte		Zwei Platten		Drei Platten		
h_0	W_0	G_0	W_1	G_1	W_2	G_2	W_3	G_3	w_1	g_1	w_2	g_2	w_3	g_3	h_0
40	**1065**	**77,8**	**1535**	**104,3**	**2011**	**130,7**	**2496**	**157,2**	**40**	**1,6**	**81**	**3,1**	**121**	**4,7**	**40**
42	1143	79,4	1637	105,8	2138	132,3	2648	158,7	42	„	85	„	126	„	42
44	1222	80,9	1741	107,4	2267	133,8	2801	160,3	44	„	88	„	132	„	44
46	1300	82,5	1847	108,9	2397	135,4	2955	161,8	46	„	92	„	138	„	46
48	1379	84,0	1954	110,5	2529	136,9	3112	163,4	48	„	96	„	144	„	48
50	**1458**	**85,6**	**2062**	**112,0**	**2662**	**138,5**	**3269**	**164,9**	**50**	„	**100**	„	**150**	„	**50**
52	1540	87,1	2172	113,6	2797	140,0	3429	166,5	52	„	104	„	156	„	52
54	1622	88,7	2283	115,1	2933	141,6	3589	168,0	54	„	108	„	162	„	54
56	1707	90,2	2396	116,7	3070	143,2	3752	169,6	56	„	112	„	168	„	56
58	1792	91,8	2510	118,3	3209	144,7	3915	171,2	58	„	116	„	174	„	58
60	**1879**	**93,4**	**2626**	**119,8**	**3350**	**146,3**	**4081**	**172,7**	**60**	„	**120**	„	**180**	„	**60**
62	1967	94,9	2743	121,4	3492	147,8	4247	174,3	62	„	124	„	186	„	62
64	2057	96,5	2861	122,9	3635	149,4	4416	175,8	64	„	128	„	192	„	64
66	2147	98,0	2981	124,5	3780	150,9	4585	177,4	66	„	132	„	198	„	66
68	2240	99,6	3102	126,0	3926	152,5	4756	178,9	68	„	136	„	204	„	68
70	**2333**	**101,1**	**3224**	**127,6**	**4074**	**154,0**	**4929**	**180,5**	**70**	„	**140**	„	**210**	„	**70**
72	2428	102,7	3348	129,1	4222	155,6	5102	182,1	72	„	144	„	216	„	72
74	2525	104,3	3474	130,7	4373	157,2	5278	183,6	74	„	148	„	222	„	74
76	2622	105,8	3600	132,3	4524	158,7	5454	185,2	76	„	152	„	228	„	76
78	2721	107,4	3728	133,8	4678	160,3	5632	186,7	78	„	156	„	234	„	78
80	**2822**	**108,9**	**3858**	**135,4**	**4832**	**161,8**	**5812**	**188,3**	**80**	„	**160**	„	**240**	„	**80**
82	2924	110,5	3988	136,9	4988	163,4	5993	189,8	82	„	164	„	246	„	82
84	3027	112,0	4121	138,5	5145	164,9	6175	191,4	84	„	168	„	252	„	84
86	3131	113,6	4254	140,0	5304	166,5	6359	192,9	86	„	172	„	258	„	86
88	3237	115,1	4389	141,6	5464	168,0	6544	194,5	88	„	176	„	264	„	88
90	**3344**	**116,7**	**4525**	**143,2**	**5625**	**169,6**	**6730**	**196,1**	**90**	„	**180**	„	**270**	„	**90**
92	3452	118,3	4662	144,7	5788	171,2	6918	197,6	92	„	184	„	276	„	92
94	3562	119,8	4801	146,3	5952	172,7	7107	199,2	94	„	188	„	282	„	94
96	3673	121,4	4942	147,8	6117	174,3	7297	200,7	96	„	192	„	288	„	96
98	3786	122,9	5083	149,4	6284	175,8	7489	202,3	98	„	196	„	294	„	98
100	**3900**	**124,5**	**5226**	**150,9**	**6452**	**177,4**	**7682**	**203,8**	**100**	„	**200**	„	**300**	„	**100**
110	4489	132,3	5961	158,7	7313	185,2	8669	211,6	110	„	220	„	330	„	110
120	5111	140,0	6729	166,5	8207	192,9	9689	219,4	120	„	240	„	360	„	120
130	5768	147,8	7532	174,3	9135	200,7	10743	227,2	130	„	260	„	390	„	130
140	6457	155,6	8367	182,1	10097	208,5	11831	235,0	140	„	280	„	420	„	140

Wegen Benutzung der Tabelle vgl. S. 67.

Ausführlichere Tabellenwerke über genietete Träger sind:

Dr. H. Zimmermann, Trägheitsmomente, Widerstandsmomente und Gewichte genieteter Blechträger. Berlin, Selbstverlag.
C. Scharowsky, Widerstandsmomente und Gewichte genieteter Träger. Leipzig 1890. Verlag von O. Spamer.

Tabelle 28. Biegungsmomente verschiedenartig belasteter Träger.

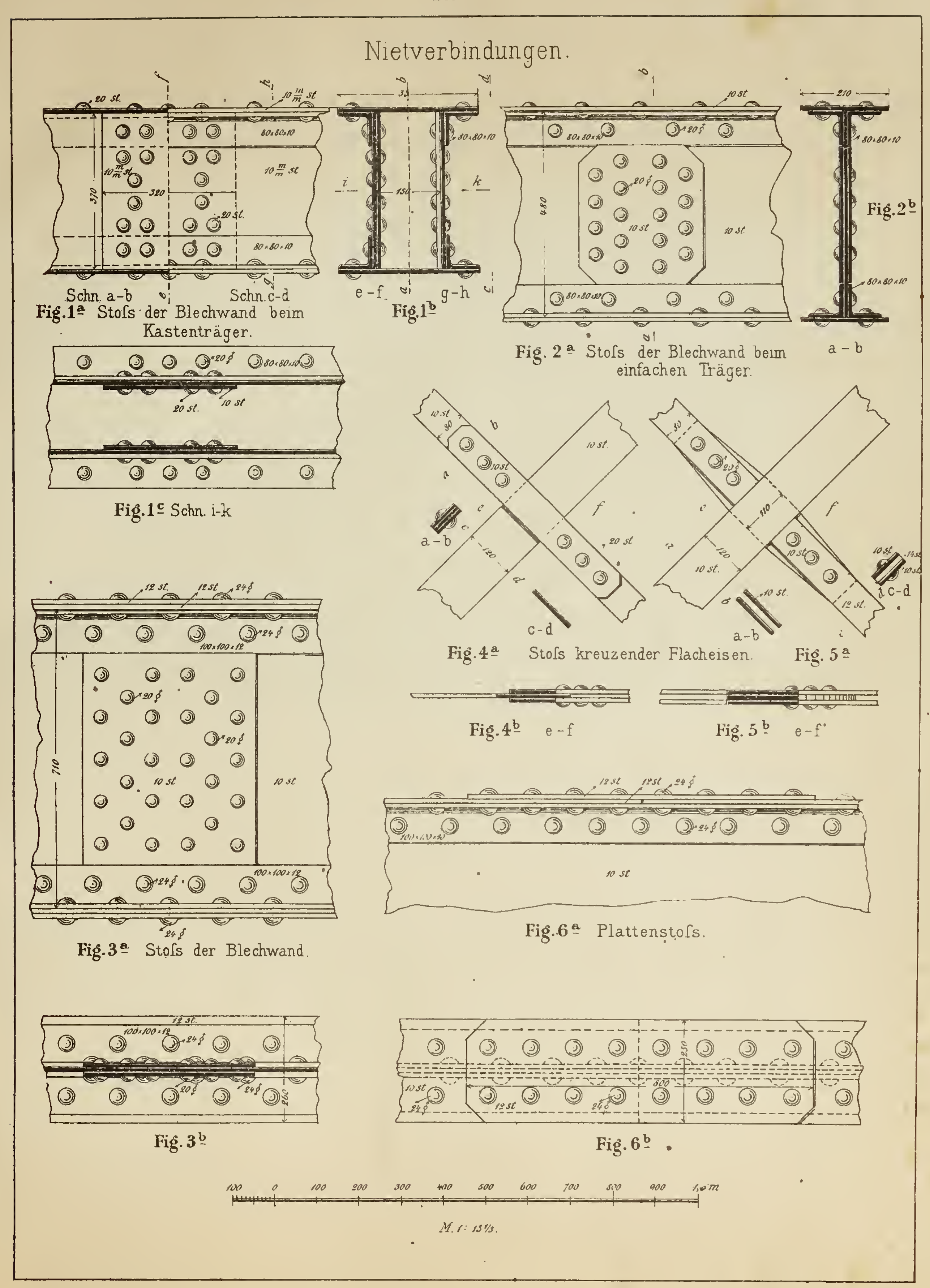
P = Last.

Nr.	Belastungsweise	Biegungsmoment	Stützendruck
1.		$M = P \cdot l$	$A = P$
2.		$M = \frac{P l}{4}$	$A = \frac{P}{2}$ $B = \frac{P}{2}$
3.		$M = \frac{P \cdot a \cdot b}{l}$	$A = \frac{P \cdot b}{l}$ $B = \frac{P \cdot a}{l}$
4.		$M = \frac{3}{16} P \cdot l$	$A = \frac{5}{16} P$ $B = \frac{11}{16} P$
5.		$M = \frac{P l}{8}$	$A = \frac{P}{2}$ $B = \frac{P}{2}$
6.		$M = \frac{p l^2}{2}$ p = Last für das Meter Träger.	$A = p l$
7.		$M = \frac{p l^2}{8}$	$A = \frac{p l}{2}$ $B = \frac{p l}{2}$
8.		$M = \frac{p l^2}{8}$	$A = \frac{3}{8} p l$ $B = \frac{5}{8} p l$

Nr.	Belastungsweise	Biegungsmoment	Stützendruck
9.		$M = \frac{p\,l^2}{12}$	$A = \frac{p\,l}{2}$ $B = \frac{p\,l}{2}$
10.		$M = \frac{A^2}{2\,p}$	$A = \frac{p\,a}{2\,l}(2\,b + a)$ $B = \frac{p \cdot a^2}{2\,l}$
11.		$M = A\left(a + \frac{A}{2\,p}\right)$	$A = \frac{p\,b\,(2\,c + b)}{2\,l}$ $B = \frac{p\,b\,(2\,a + b)}{2\,l}$
12.		Ist $A \leqq p\,a$, so wird $M = \frac{A^2}{2\,p}$. Ist $A \geqq p\,a$, so wird $M = \frac{B^2}{2\,p_1}$. Ist $a = a_1$ und $p = p_1$, so wird $M = \frac{p\,a^2}{2}$.	$A = \frac{p\,a\,(2\,l - a) + p_1\,a_1^2}{2\,l}$ $B = \frac{p_1\,a_1\,(2\,l - a_1) + p\,a^2}{2\,l}$
13.		Ist $B > p\,b$, so wird $M = \frac{A^2}{2\,(p + p_1)}$. Ist $B \leqq p\,b$, so wird $M = \frac{B^2}{2\,p}$.	$A = \frac{p\,l}{2} + \frac{p_1\,a}{2\,l}(2\,l - a)$ $B = \frac{p\,l}{2} + \frac{p_1\,a^2}{2\,l}$
14.		Ist $B \leqq p\,b$, so wird $M = \frac{B^2}{2\,p}$. Ist $B \geqq p\,b$, so wird $M = \frac{A^2}{2\,p}$ Ist $a = \frac{l}{2}$, so wird $M = \frac{1}{8}(p\,l + 2\,P)$.	$A = \frac{p\,l}{2} + \frac{P\,b}{l}$ $B = \frac{p\,l}{2} + \frac{P\,a}{l}$

Nr.	Belastungsweise	Biegungsmoment	Stützendruck
15.		$M = \frac{Ql}{3}$ Q = Gesamtlast.	$A = Q$
16.		$M = \frac{Ql}{6}$	$A = \frac{Q}{2}$ $B = \frac{Q}{2}$
17.		$M = \frac{Ql}{12}$	$A = \frac{Q}{2}$ $B = \frac{Q}{2}$
18.		$M = \frac{8a^2 + 3b(4a + b)}{24(a + b)} Q$	$A = \frac{Q}{2}$ $B = \frac{Q}{2}$

Druck von A. Th. Engelhardt in Leipzig.

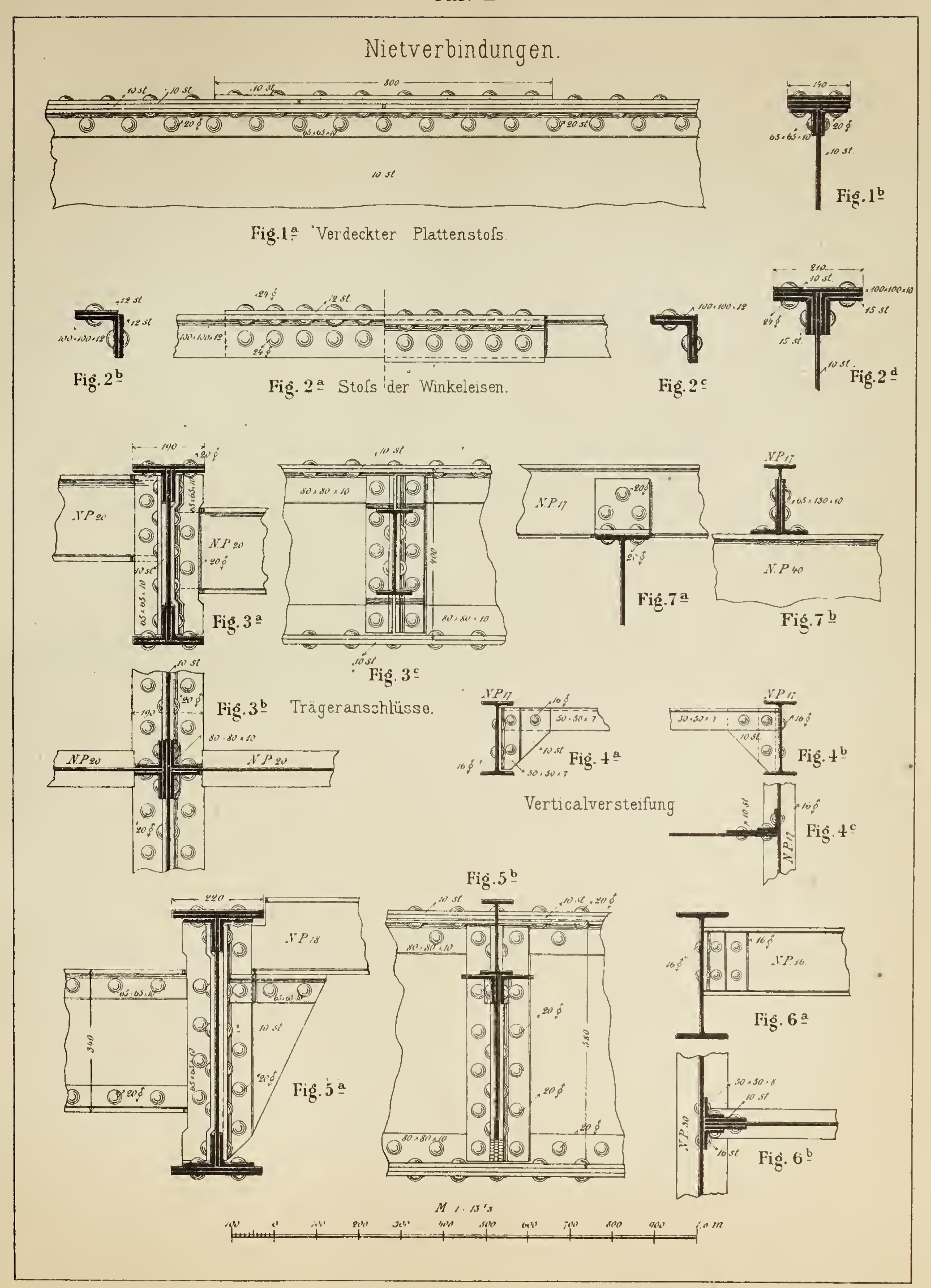


Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche, Leipzig









Breymann III Eisen (5 Aufl.)

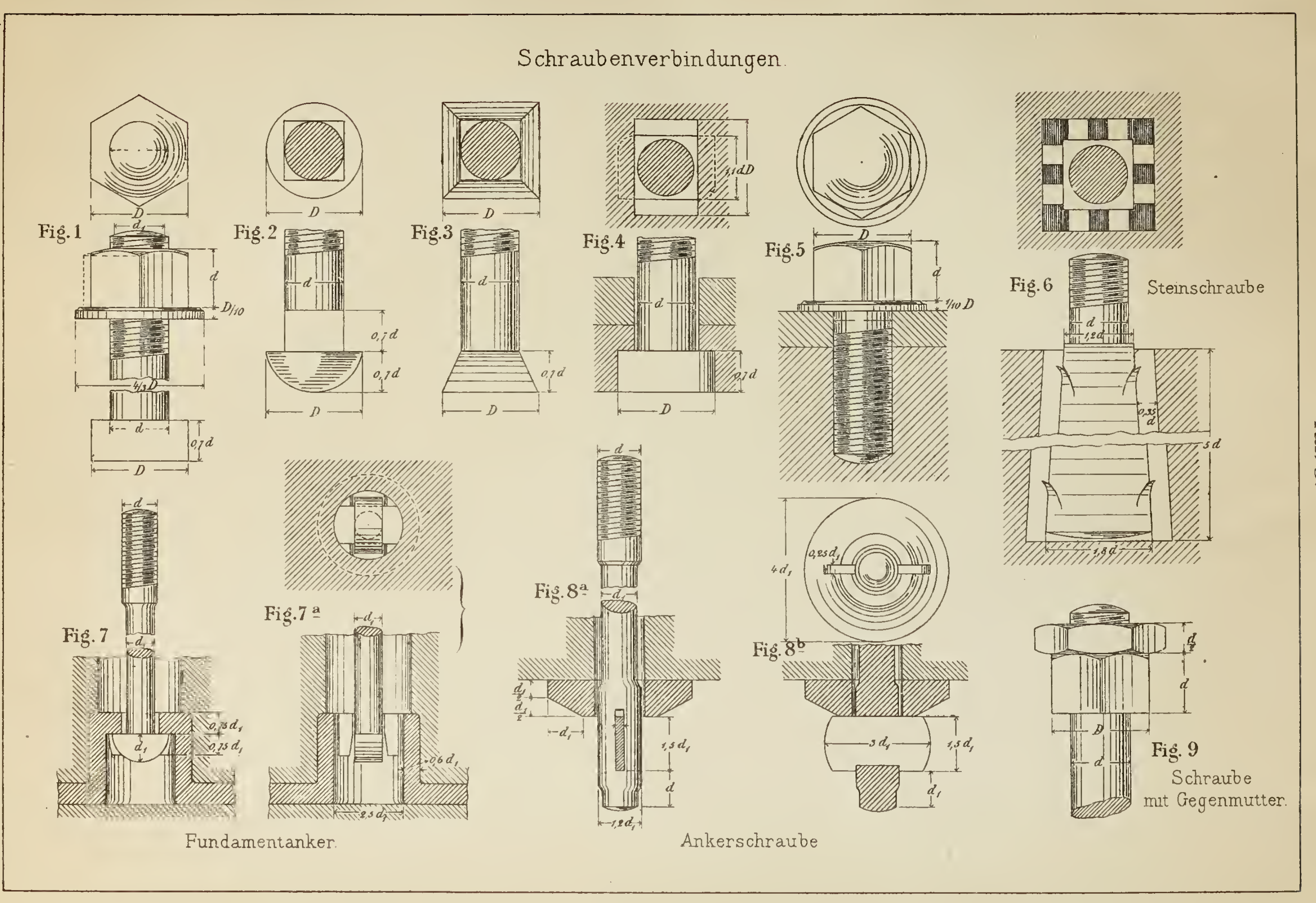
Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche, Leipzig







Taf. 3.



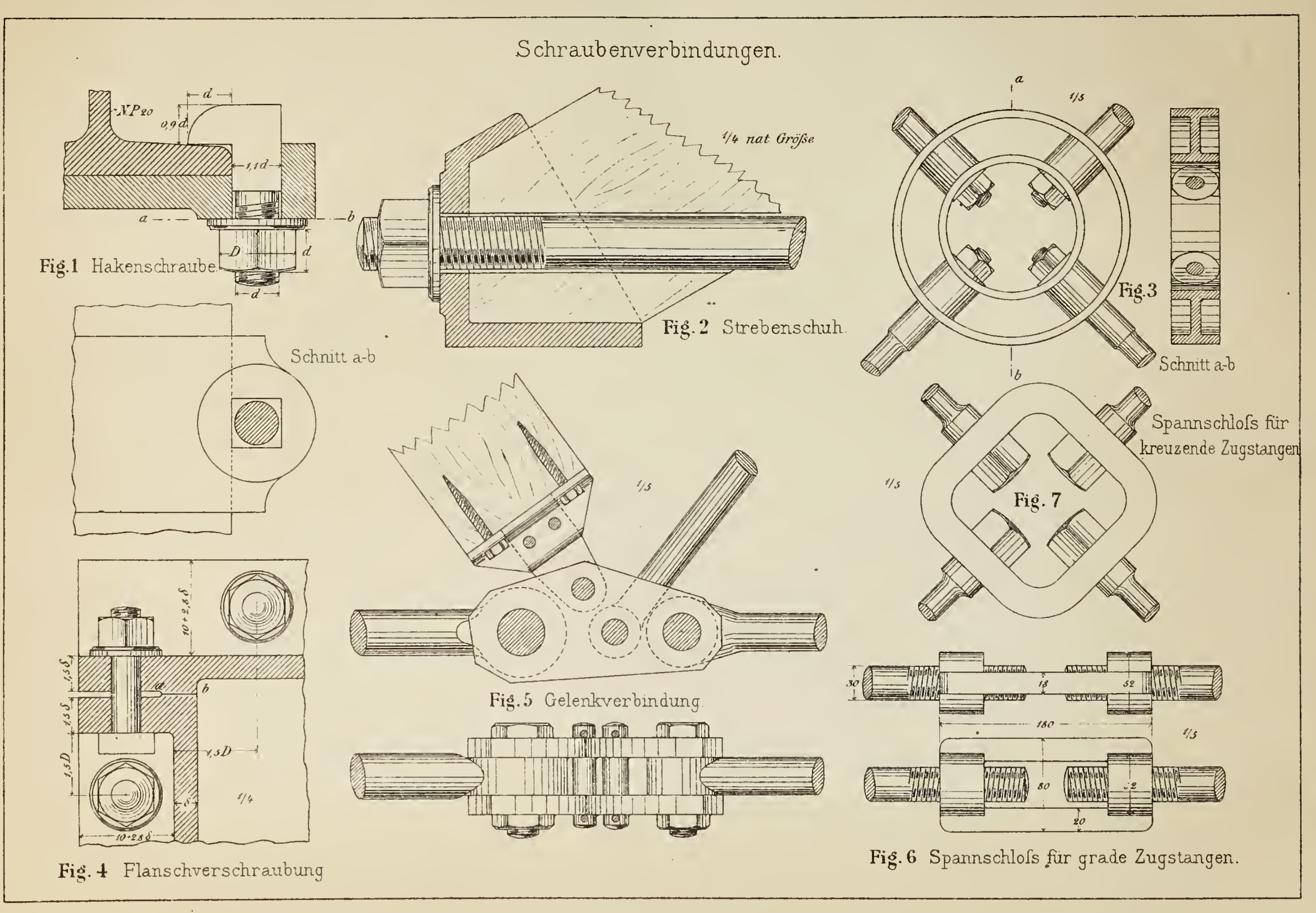
Breymann III Eisen (5. Aufl.)

Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche, Leipzig







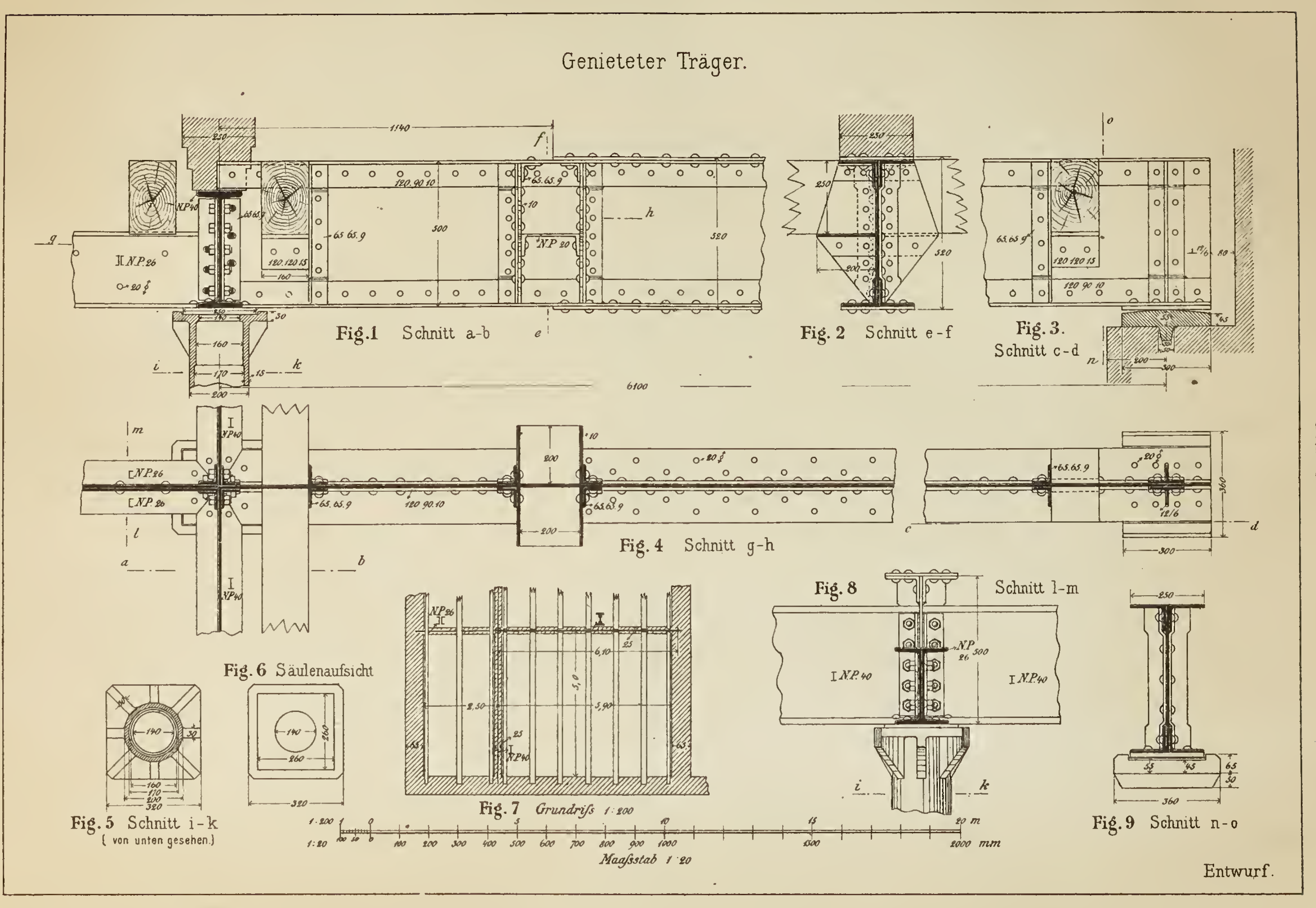


Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche, Leipzig









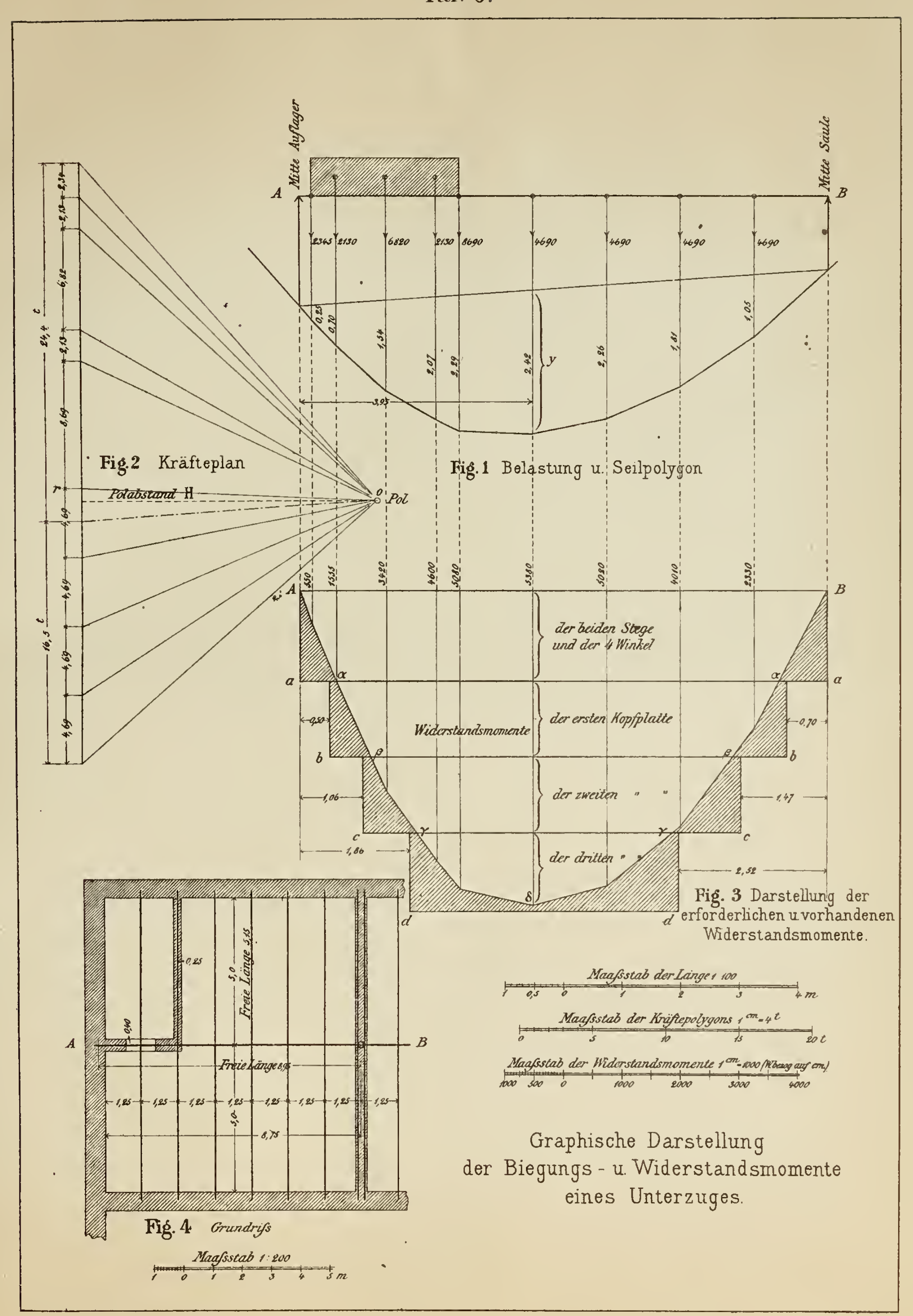
Lith. Anst v J. G. Fritzsche, Leipzig.







Taf. 6.



Graphische Darstellung der Biegungs- u. Widerstandsmomente eines Unterzuges.

Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche, Leipzig









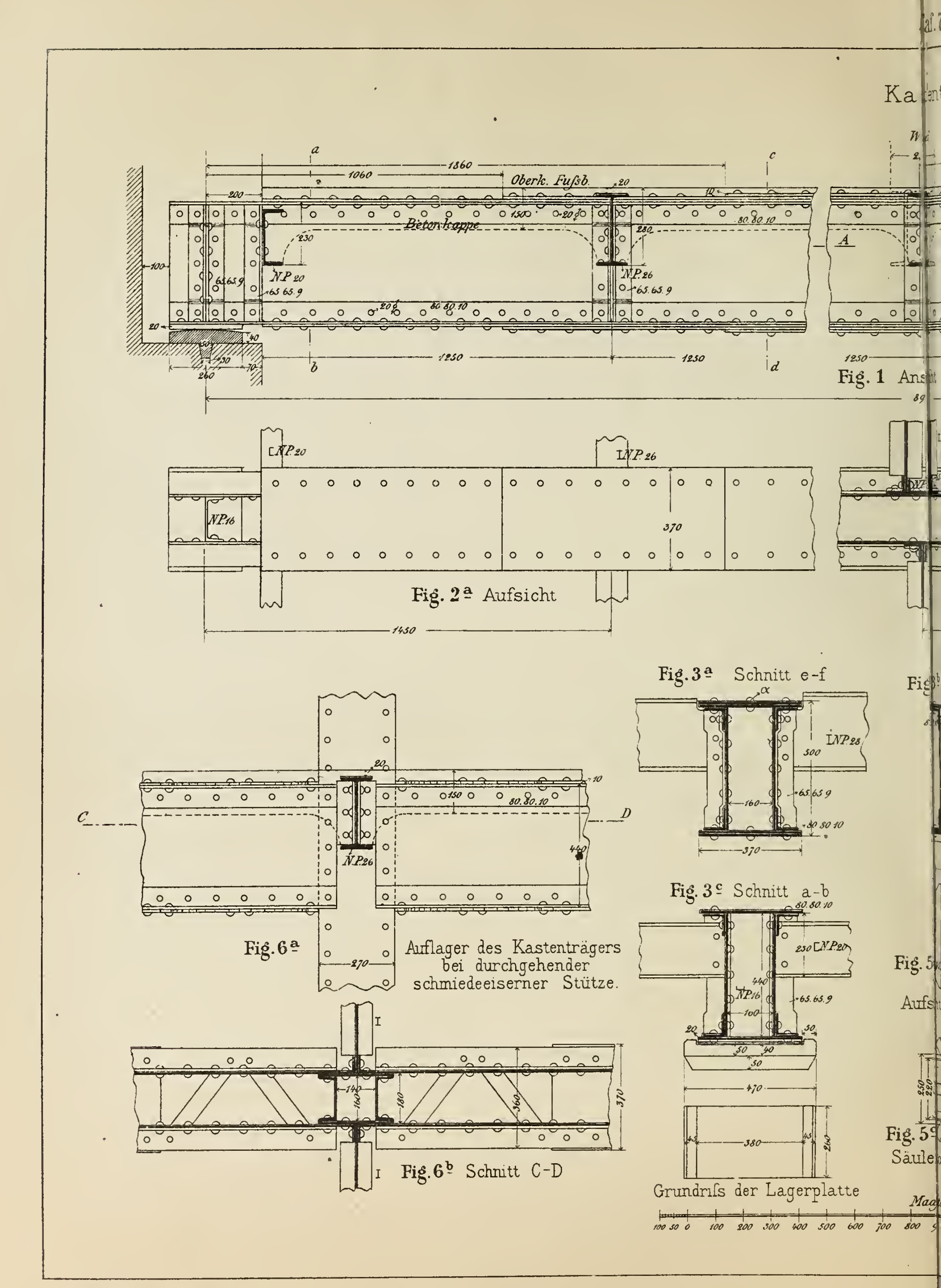
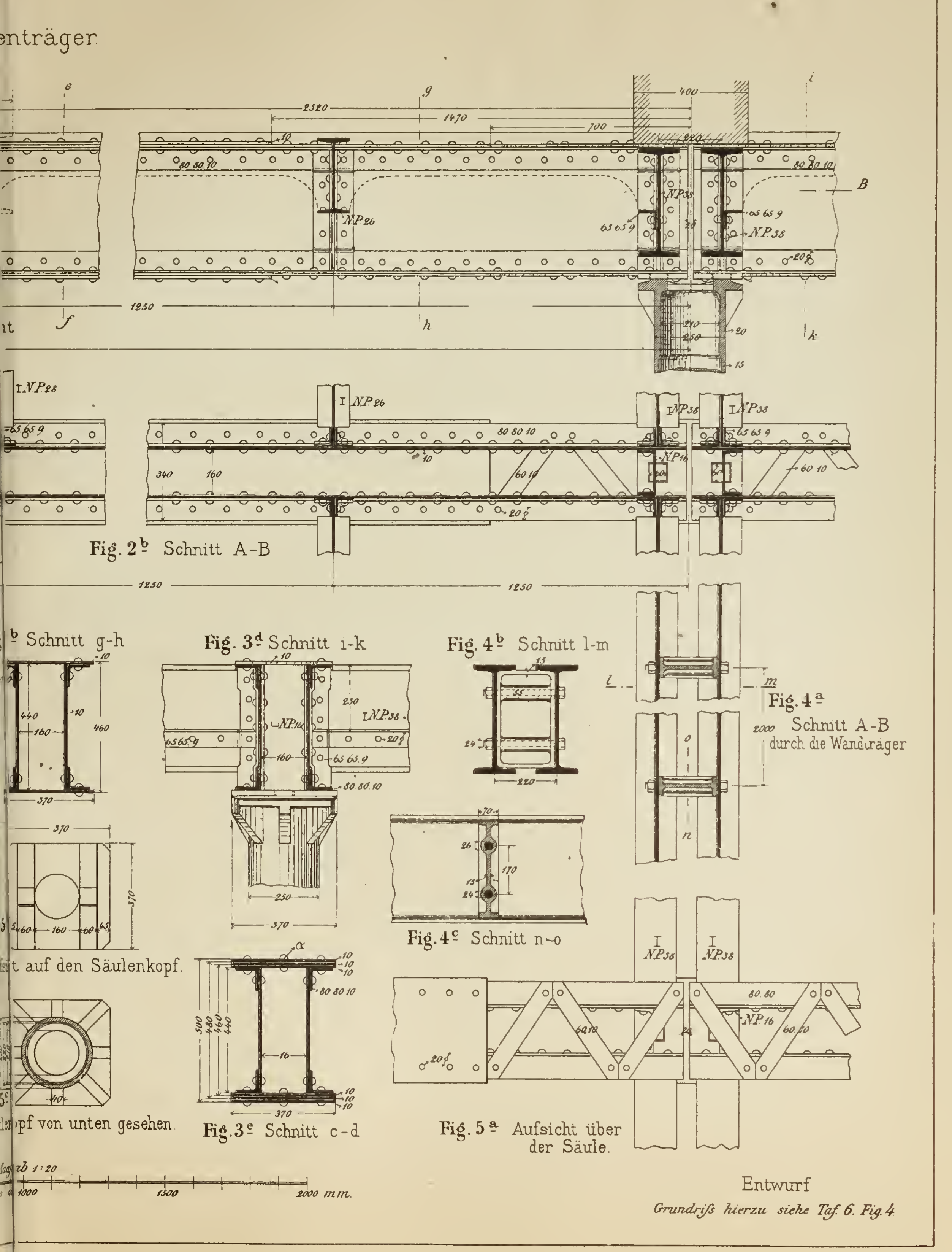


Fig. 1 Ansicht
Oberk. Fußb.
Beton-kappe
Fig. 2ª Aufsicht
Fig. 3ª Schnitt e-f
Fig. 3ᶜ Schnitt a-b
Fig. 6ª
Auflager des Kastenträgers bei durchgehender schmiedeeiserner Stütze.
Fig. 6ᵇ Schnitt C-D
Grundriß der Lagerplatte

enträger



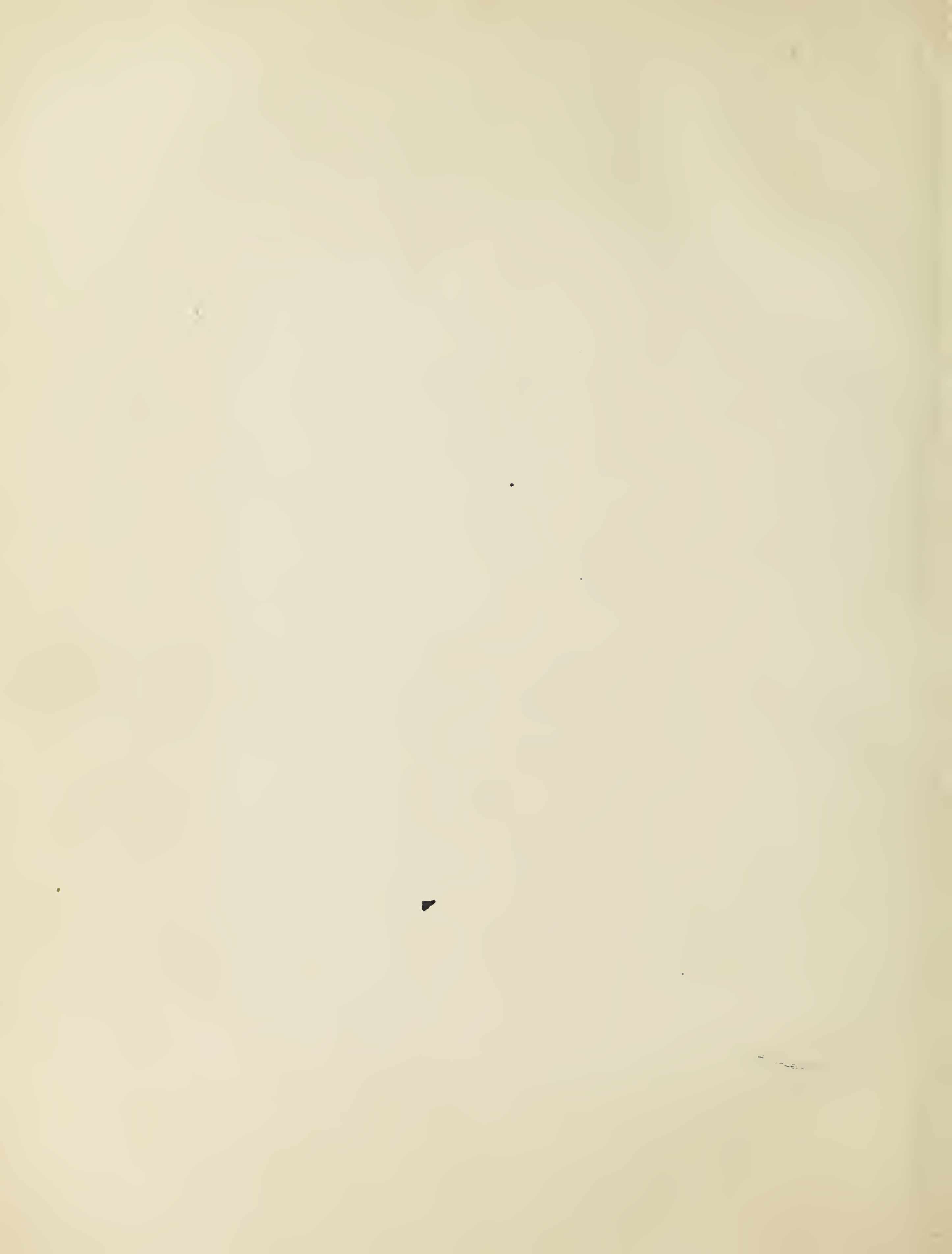
Entwurf

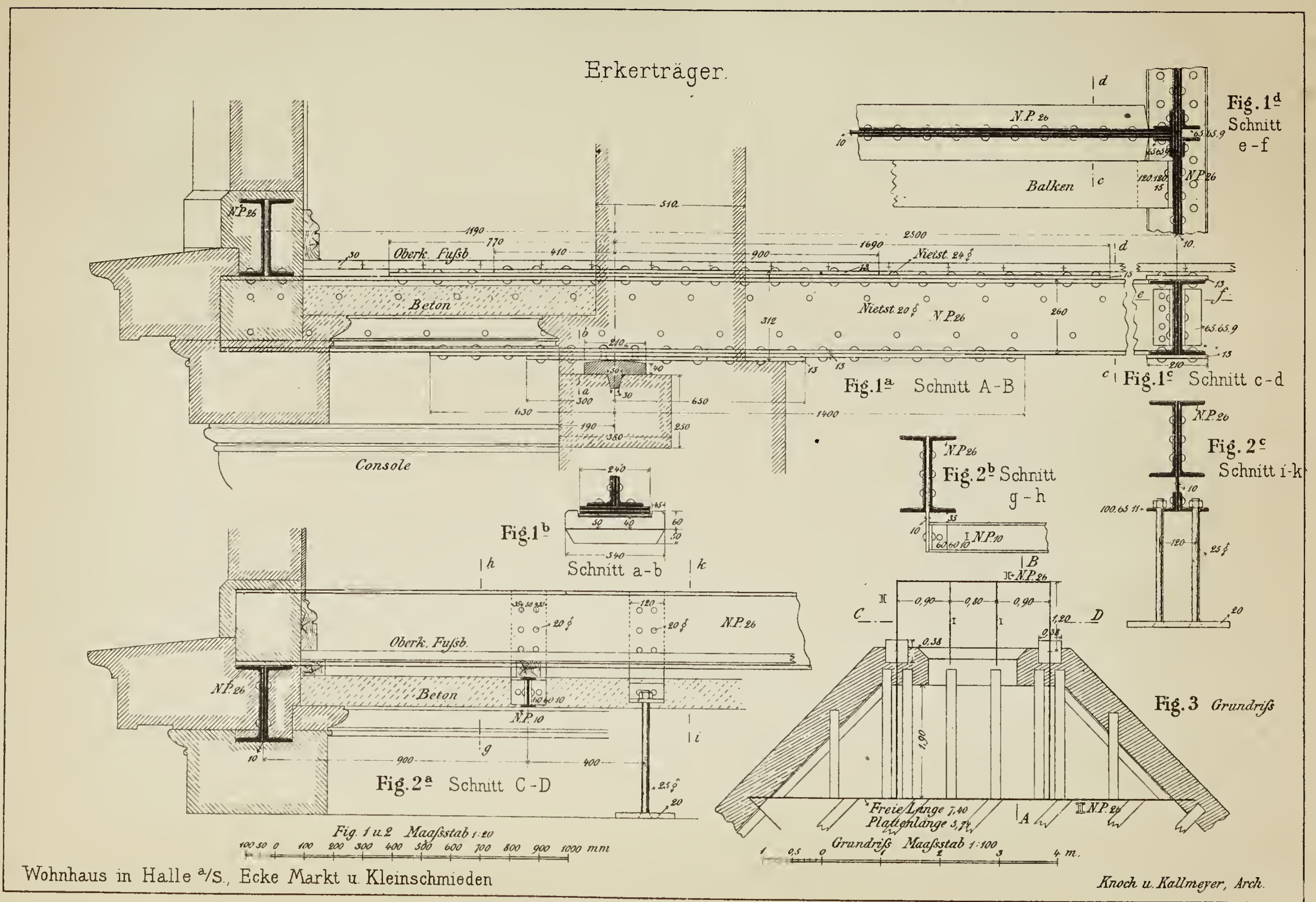
Grundriß hierzu siehe Taf. 6. Fig. 4.

Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche, Leipzig







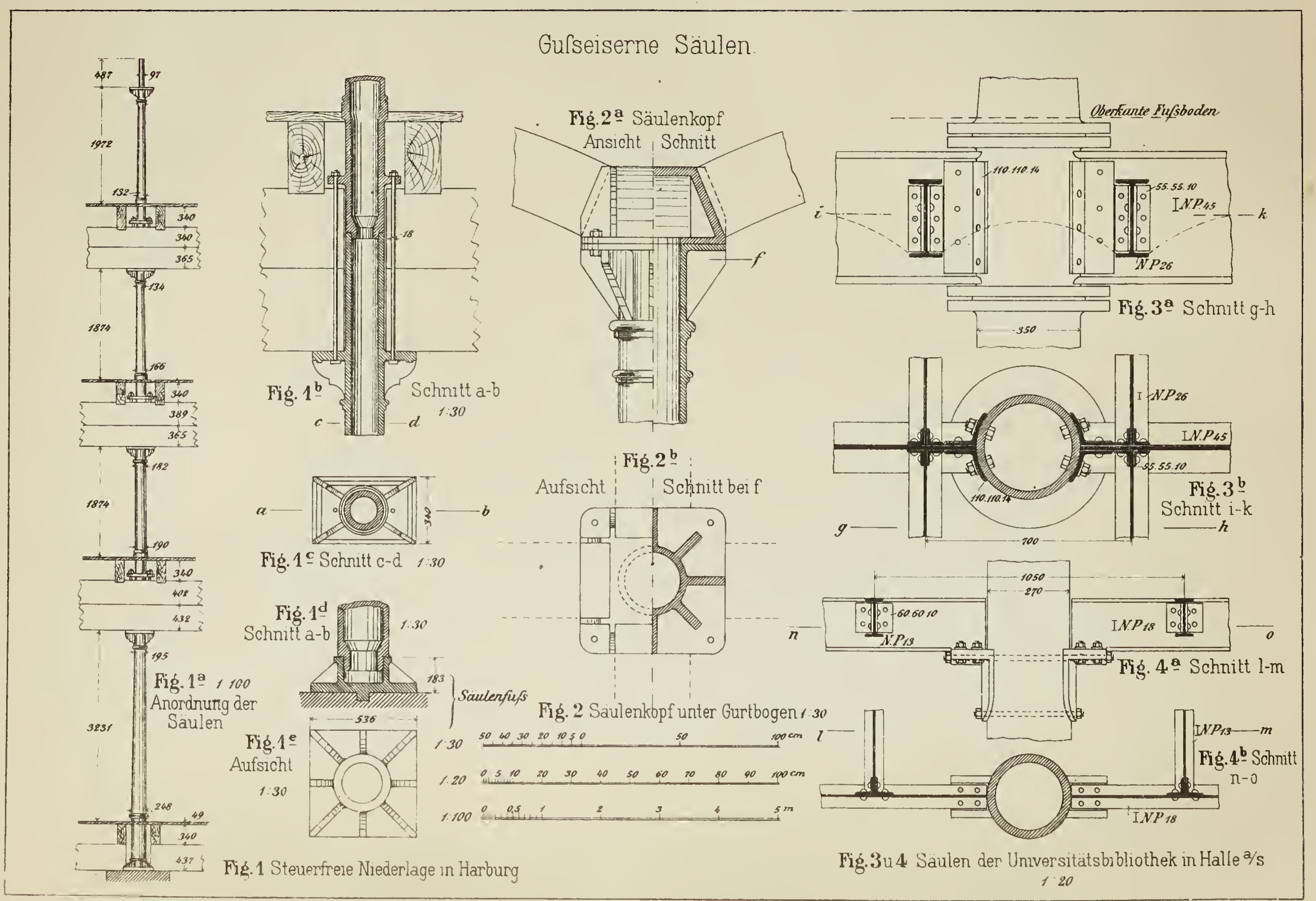


Lith. Anst v J. G Fritzsche, Leipzig







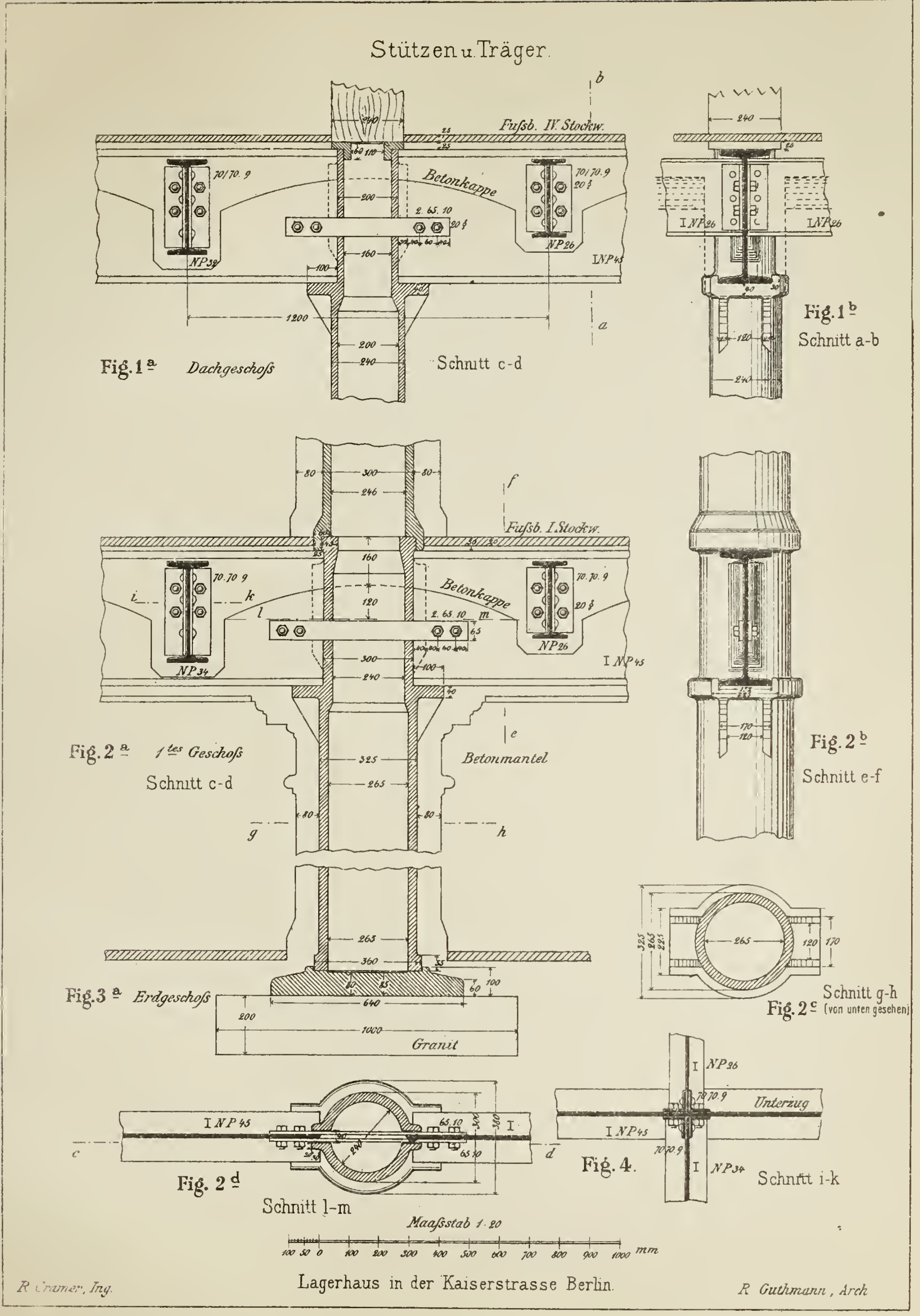


Lith Anst v J G Fritzsche Leipzig







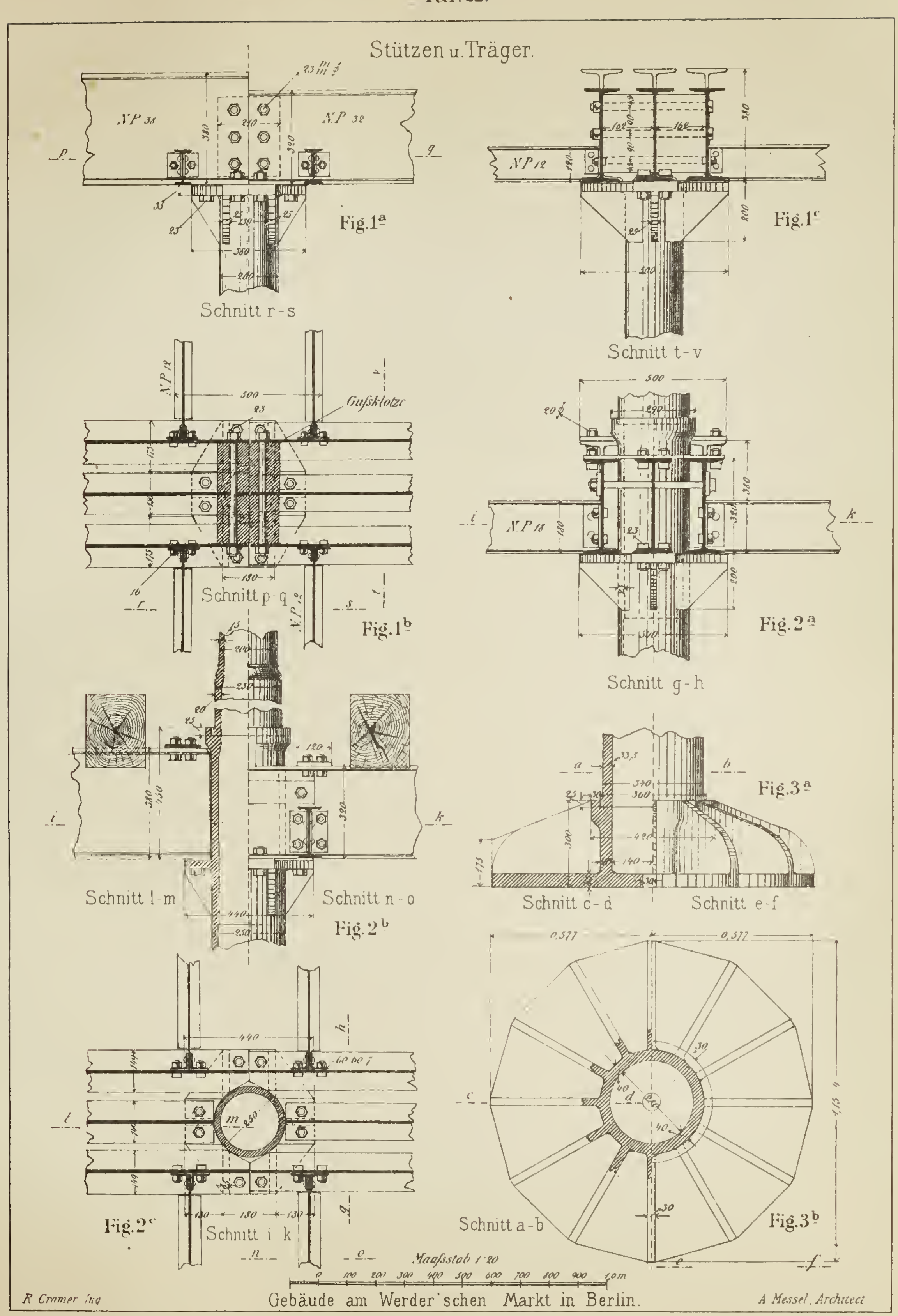


Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche Leipzig







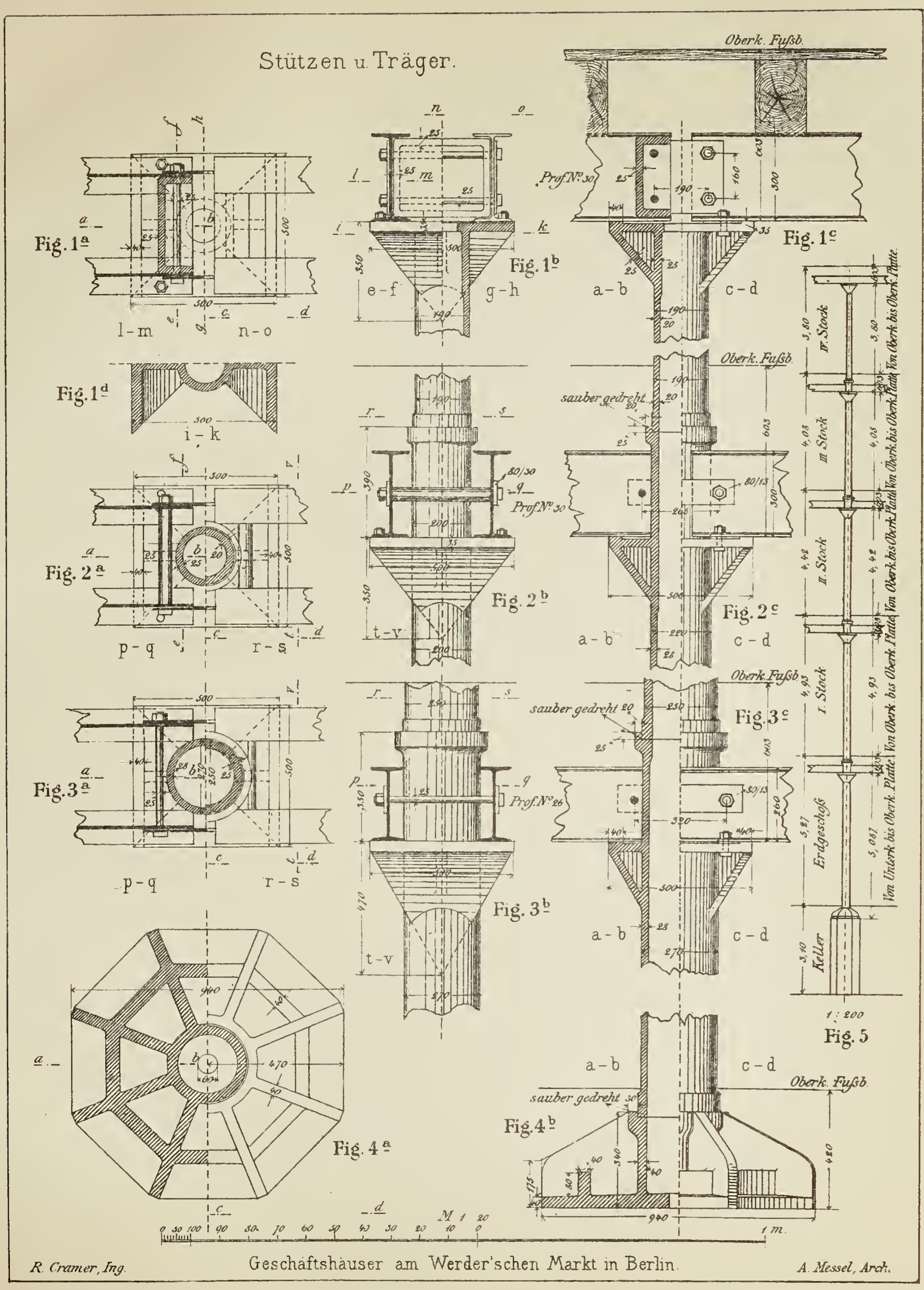


 Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche, Leipzig







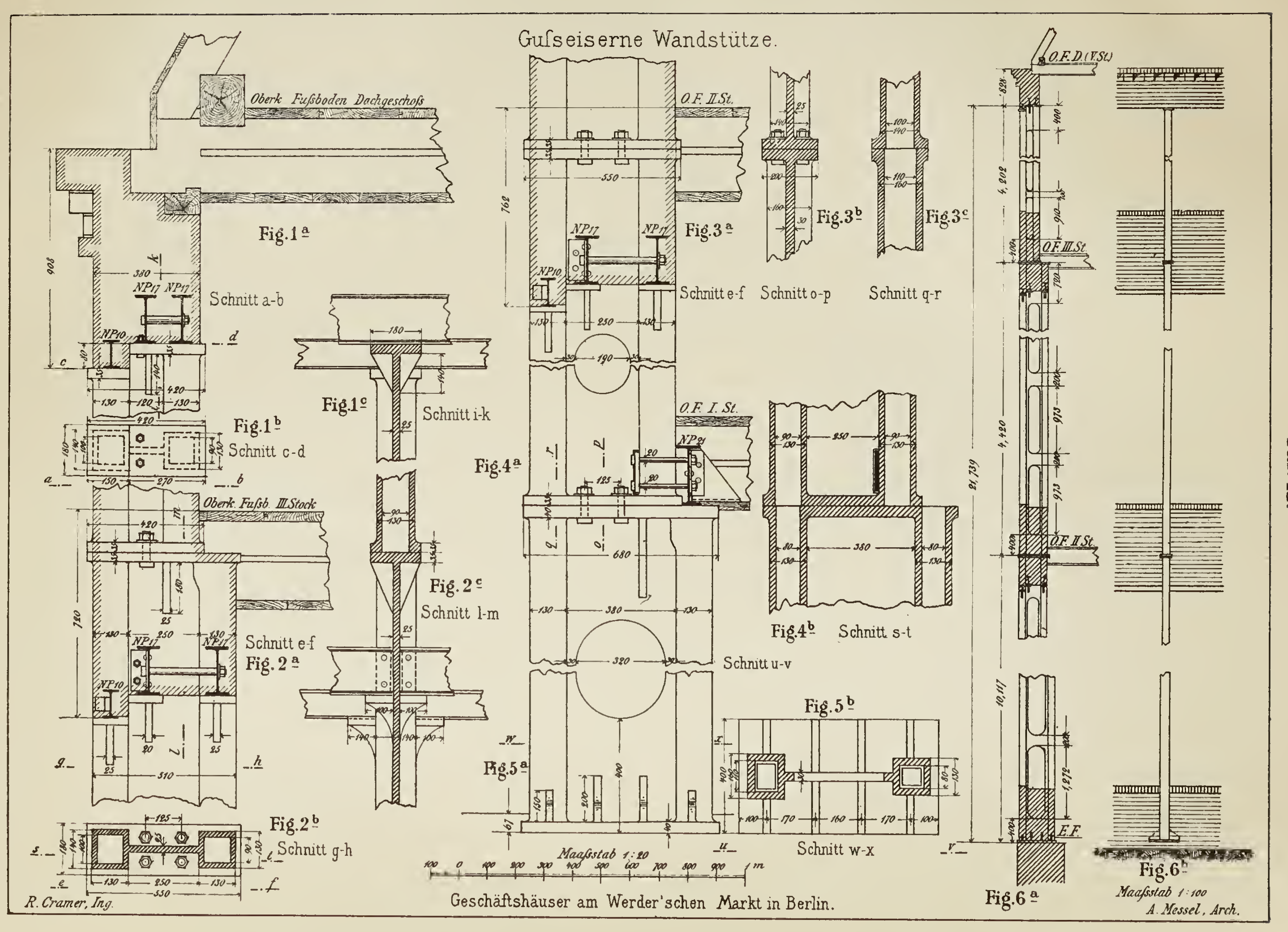


Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche, Leipzig







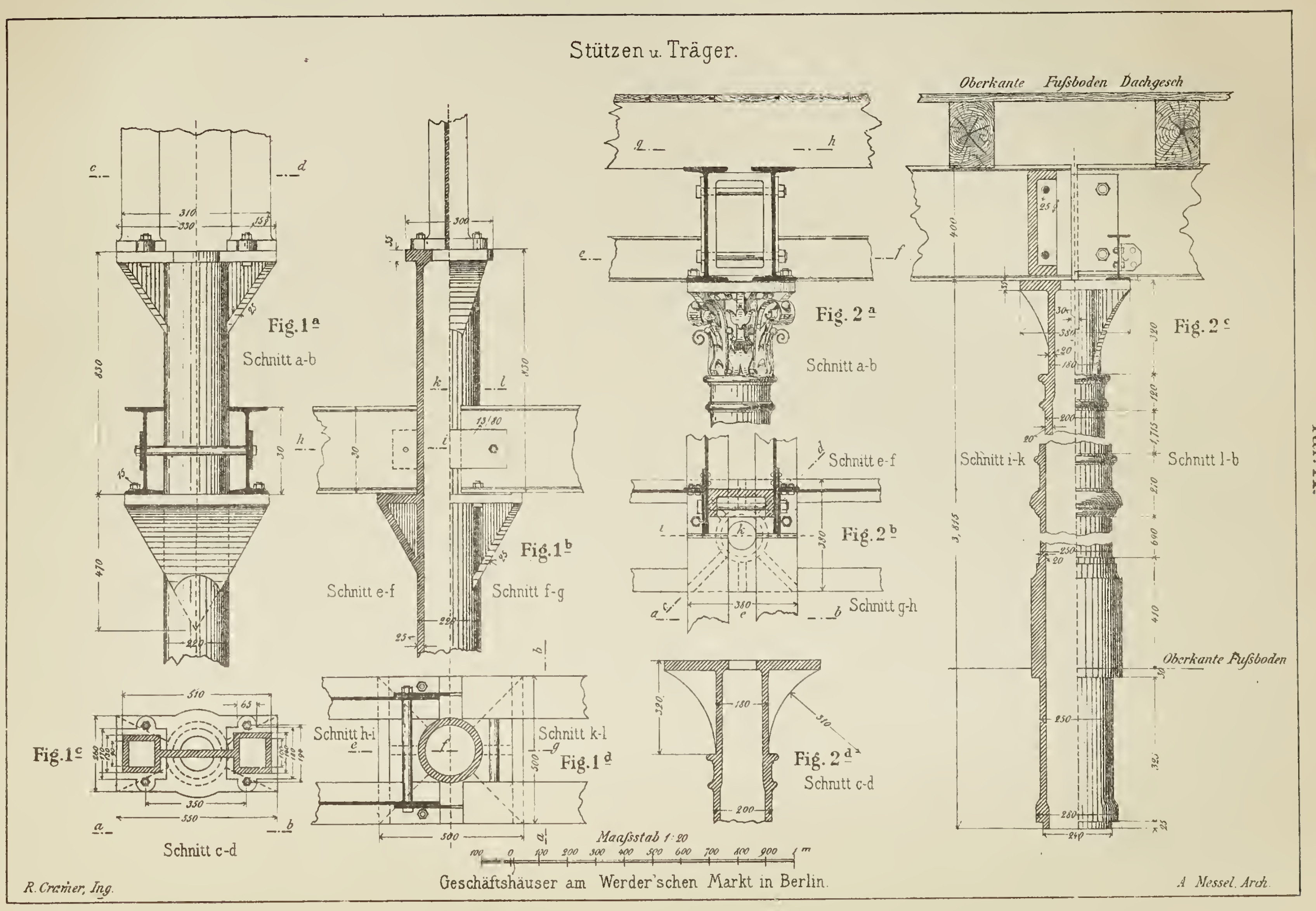


Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche, Leipzig









Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche, Leipzig

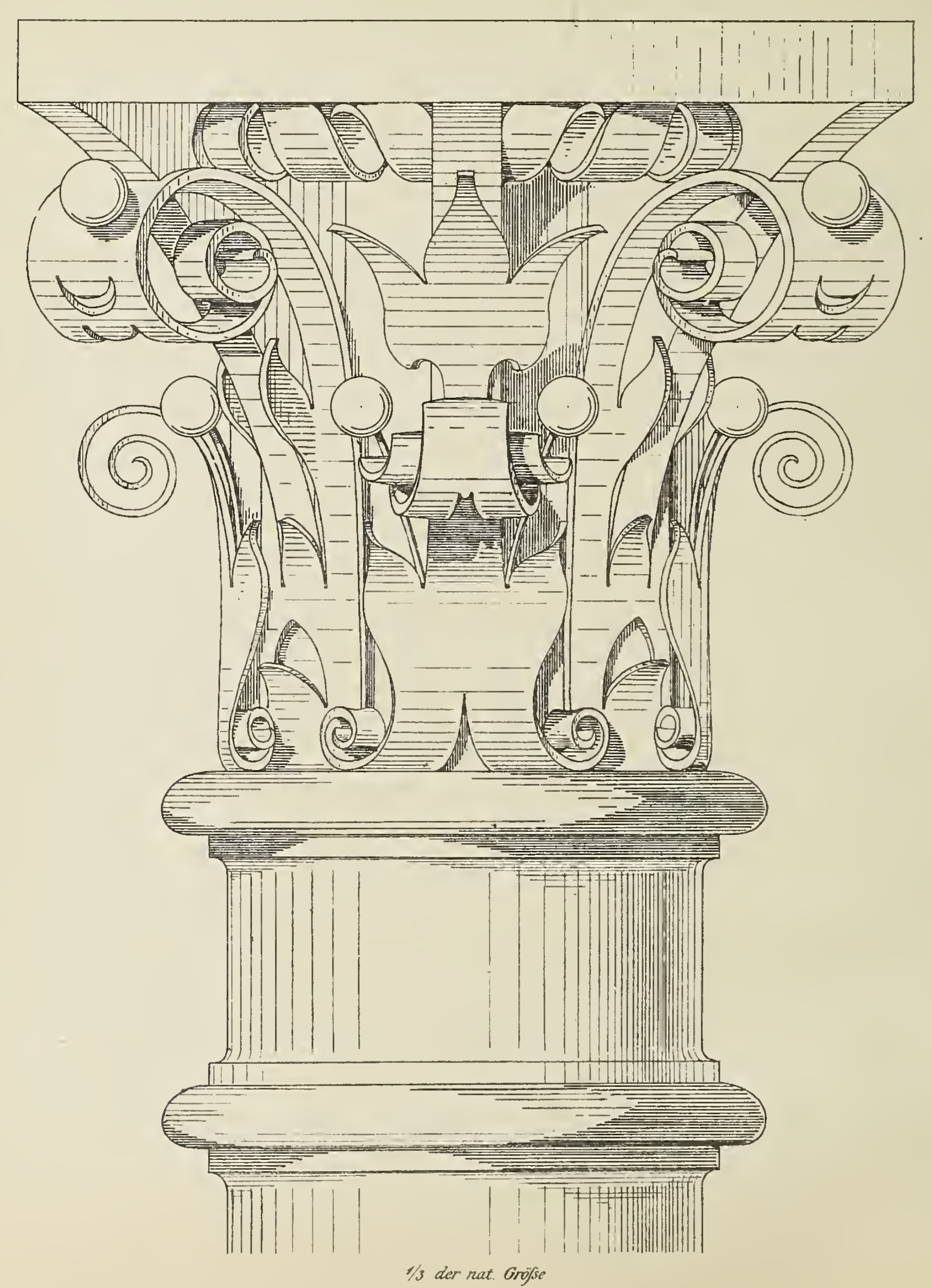








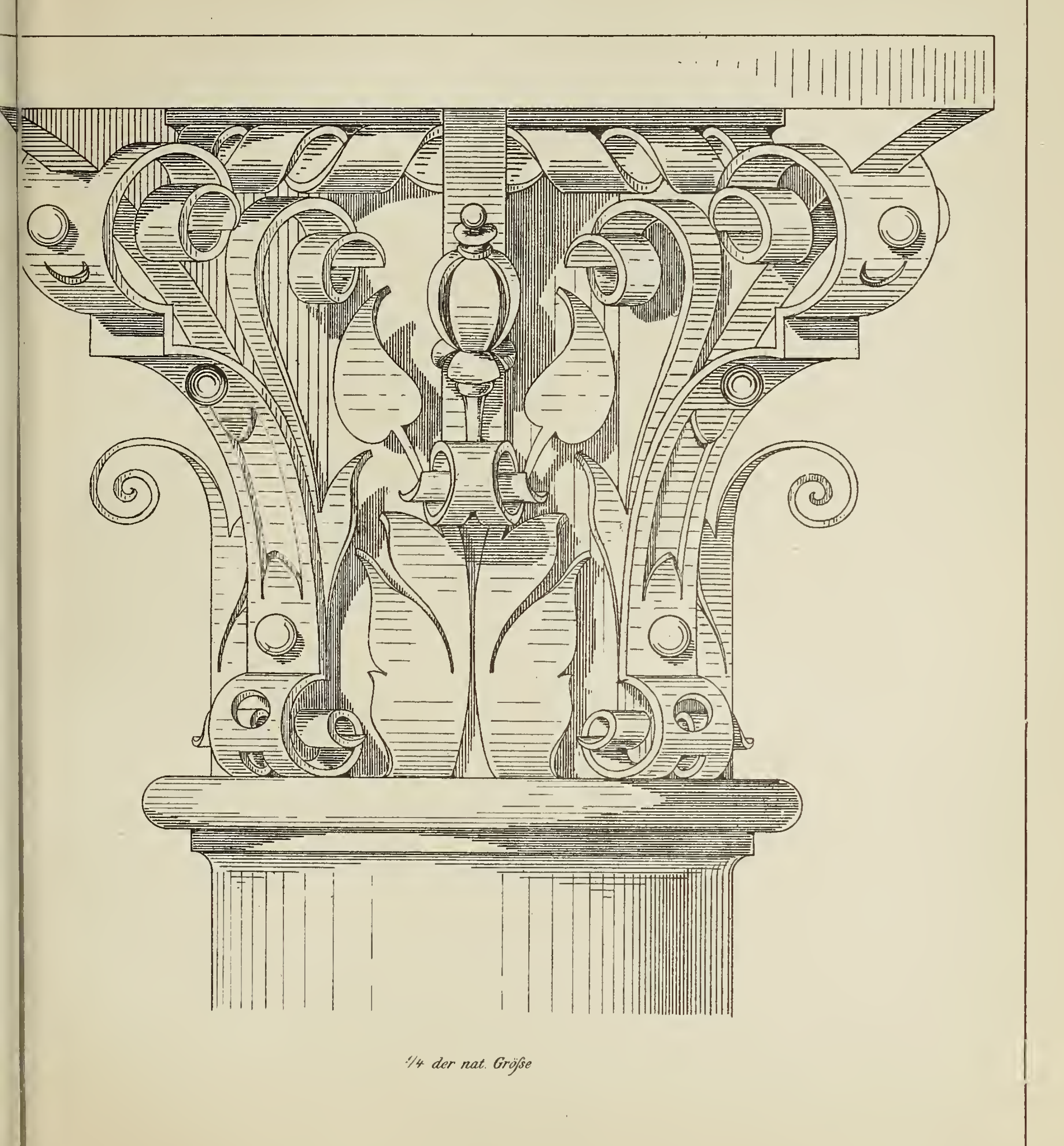
Schmiedeeiserne Capitäle a[us]



1/3 der nat. Gröſse

Geschäftshäuser am Werder'schen Markt in Berlin.

a gusseisernem Säulenkopf



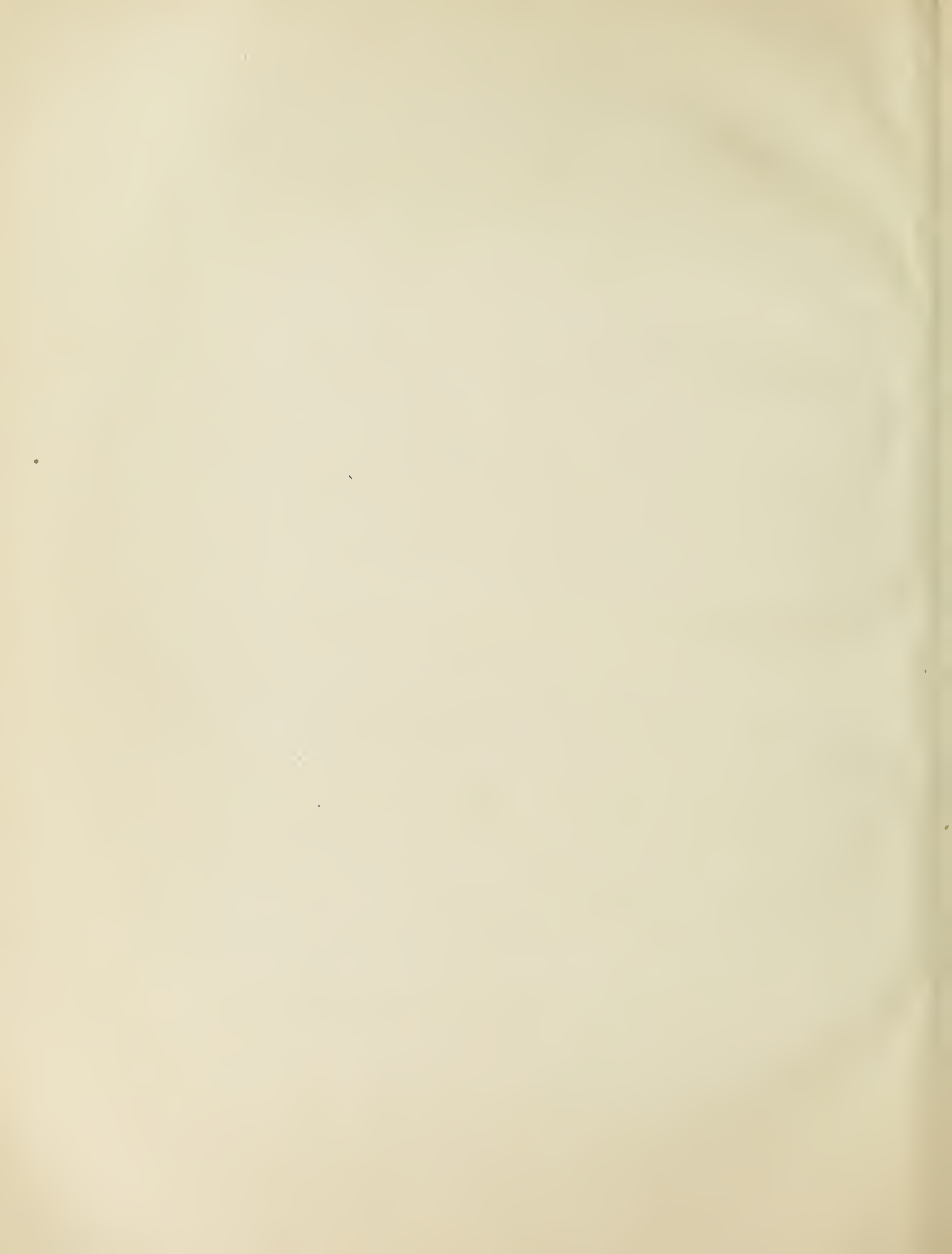
1/4 der nat. Größe

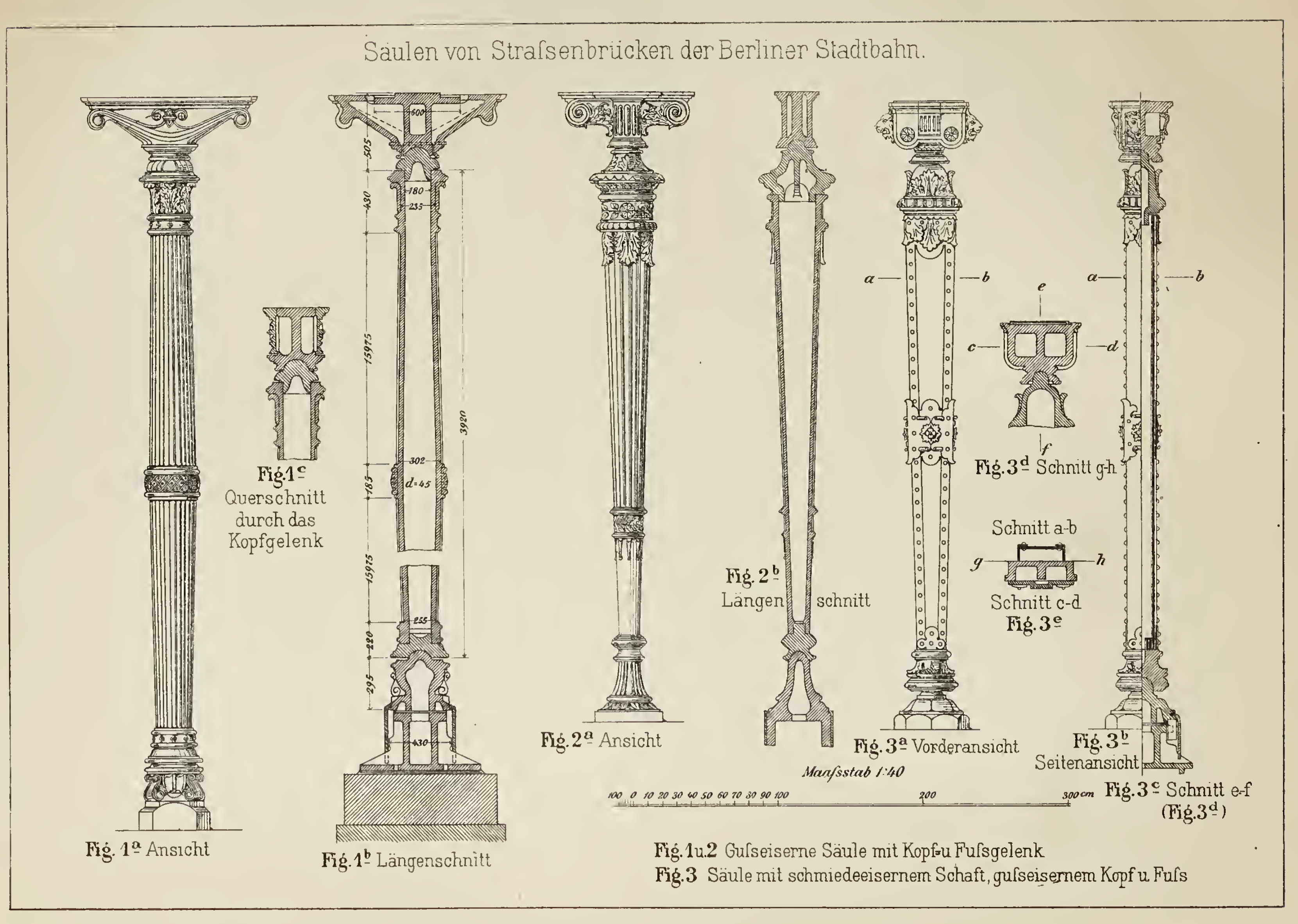
A. Messel. Arch.

Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche Leipzig







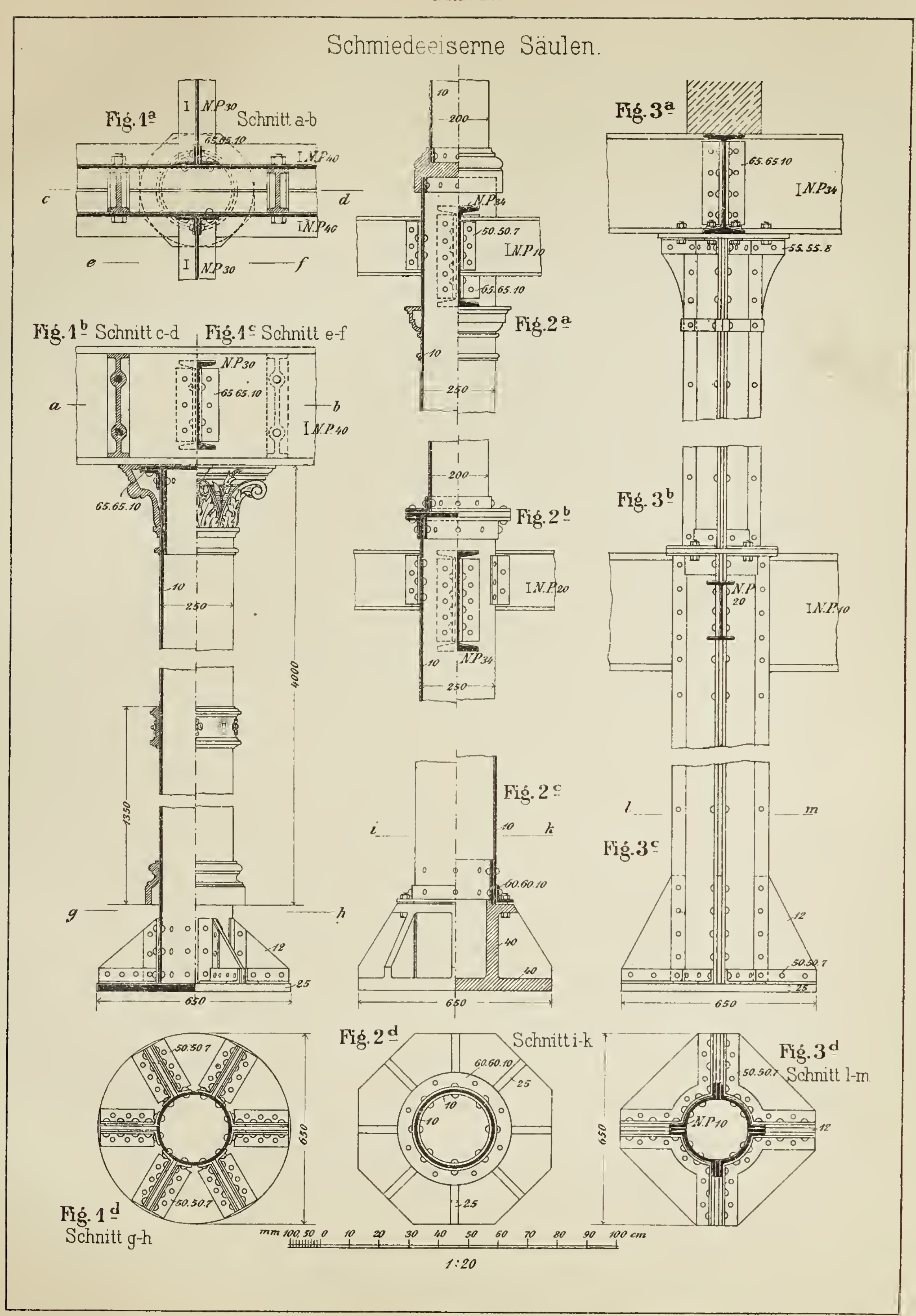


Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche, Leipzig









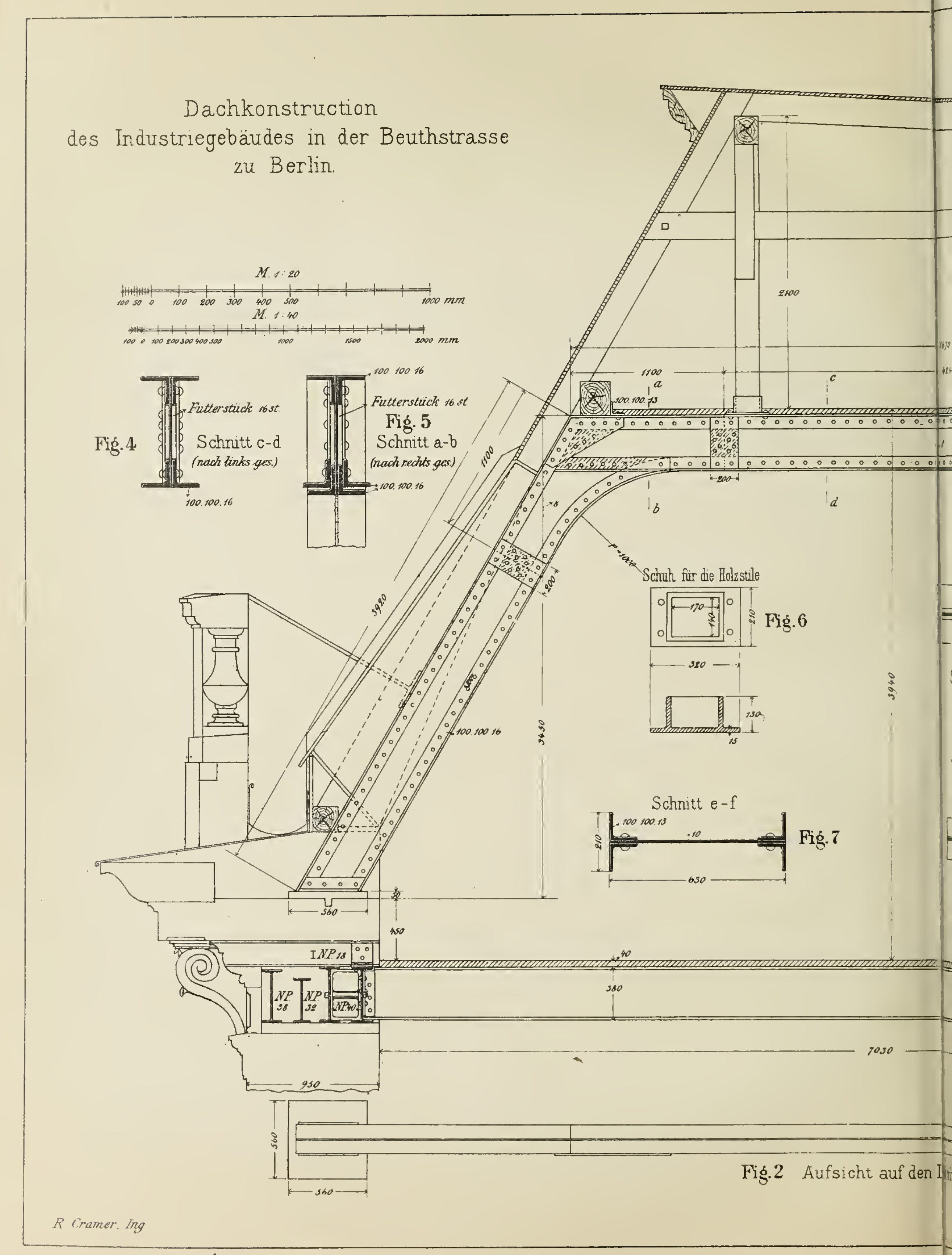
Breymann III. Eisen (5. Aufl.)
Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche, Leipzig



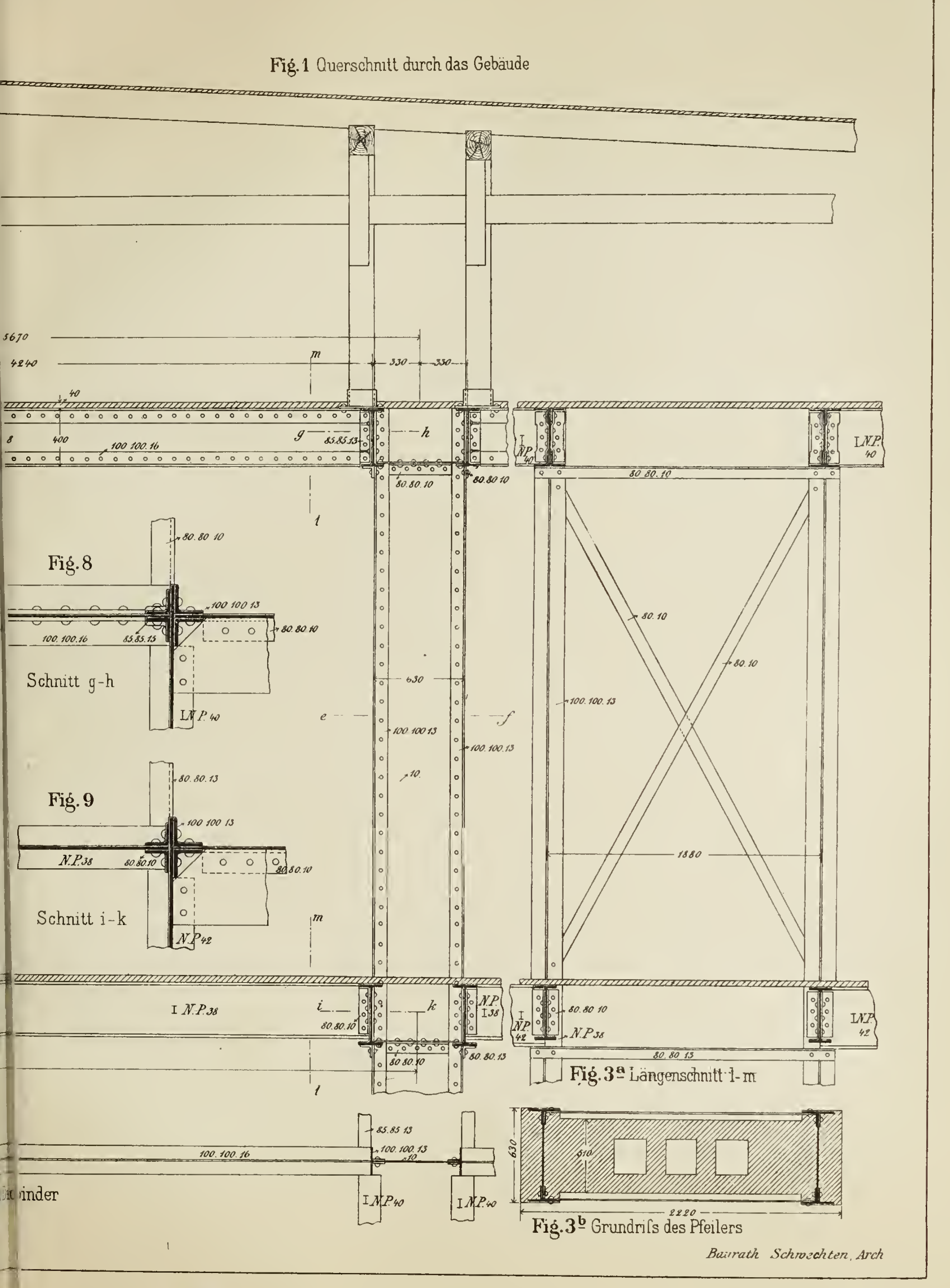




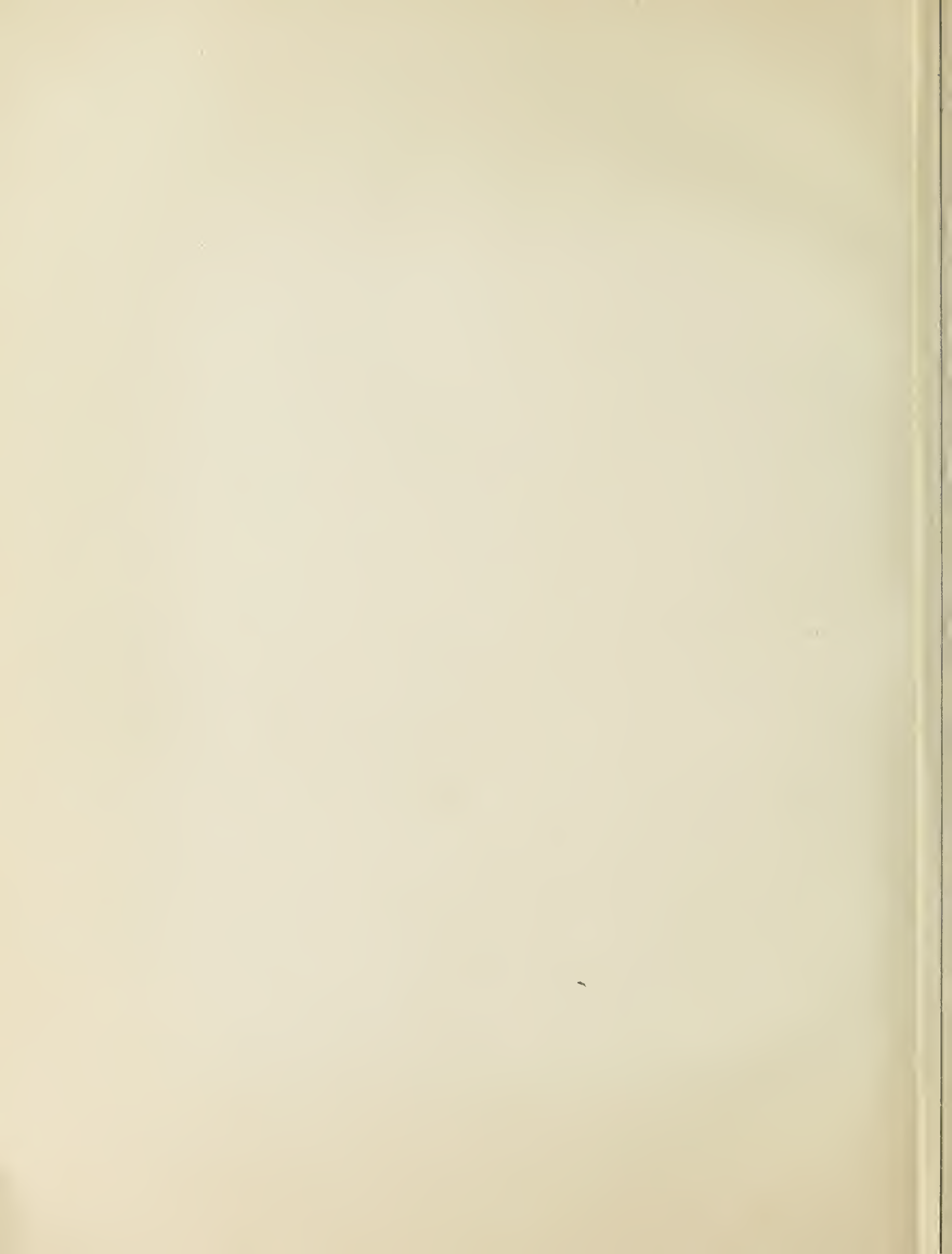


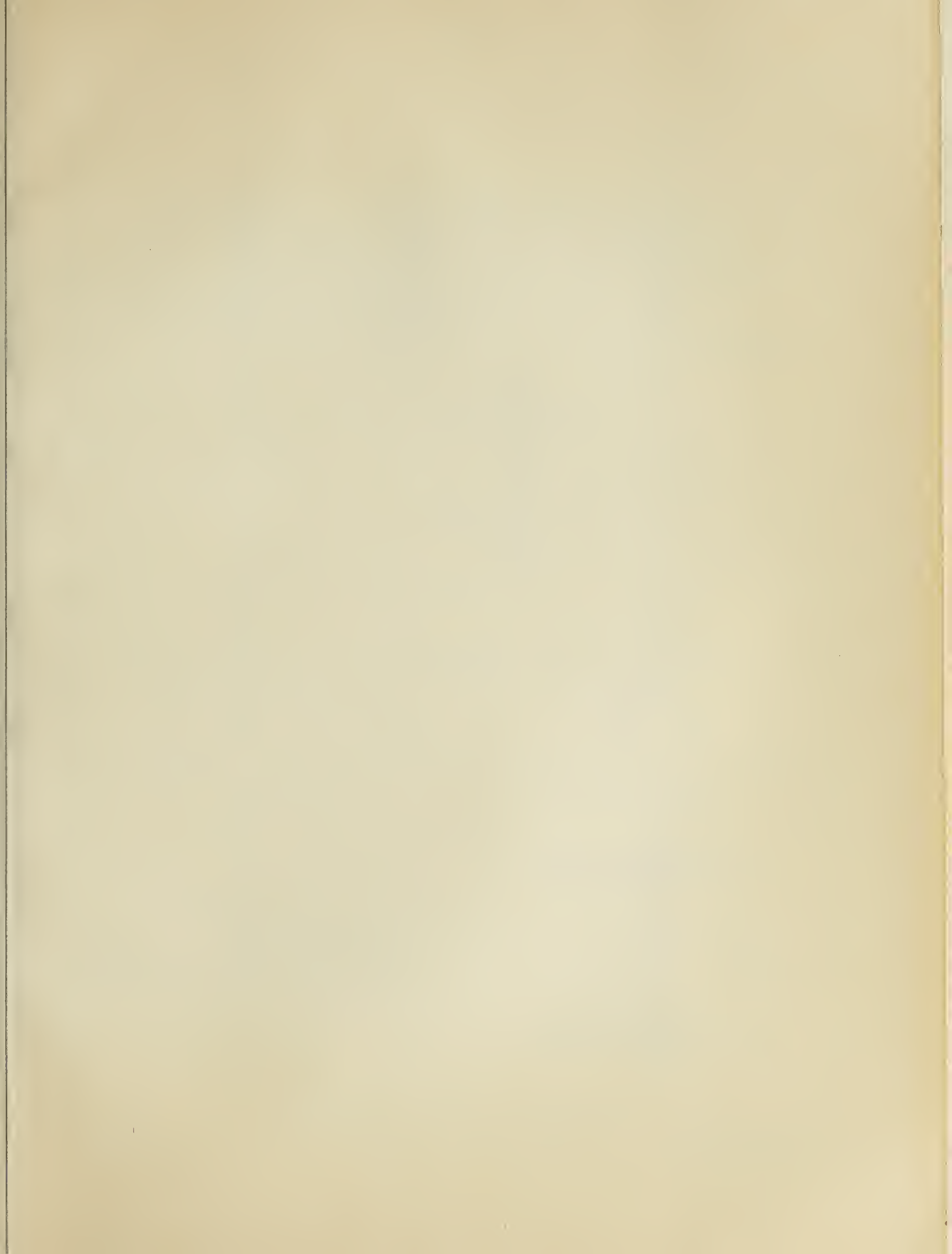


Dachkonstruction
des Industriegebäudes in der Beuthstrasse
zu Berlin.
M. 1 : 20
M. 1 : 40
Fig. 4
Futterstück 16 st.
Schnitt c-d
(nach links ges.)
Fig. 5
Futterstück 16 st
Schnitt a-b
(nach rechts ges.)
Schuh für die Holzstile
Fig. 6
Schnitt e-f
Fig. 7
Fig. 2 Aufsicht auf den I
R. Cramer, Ing.

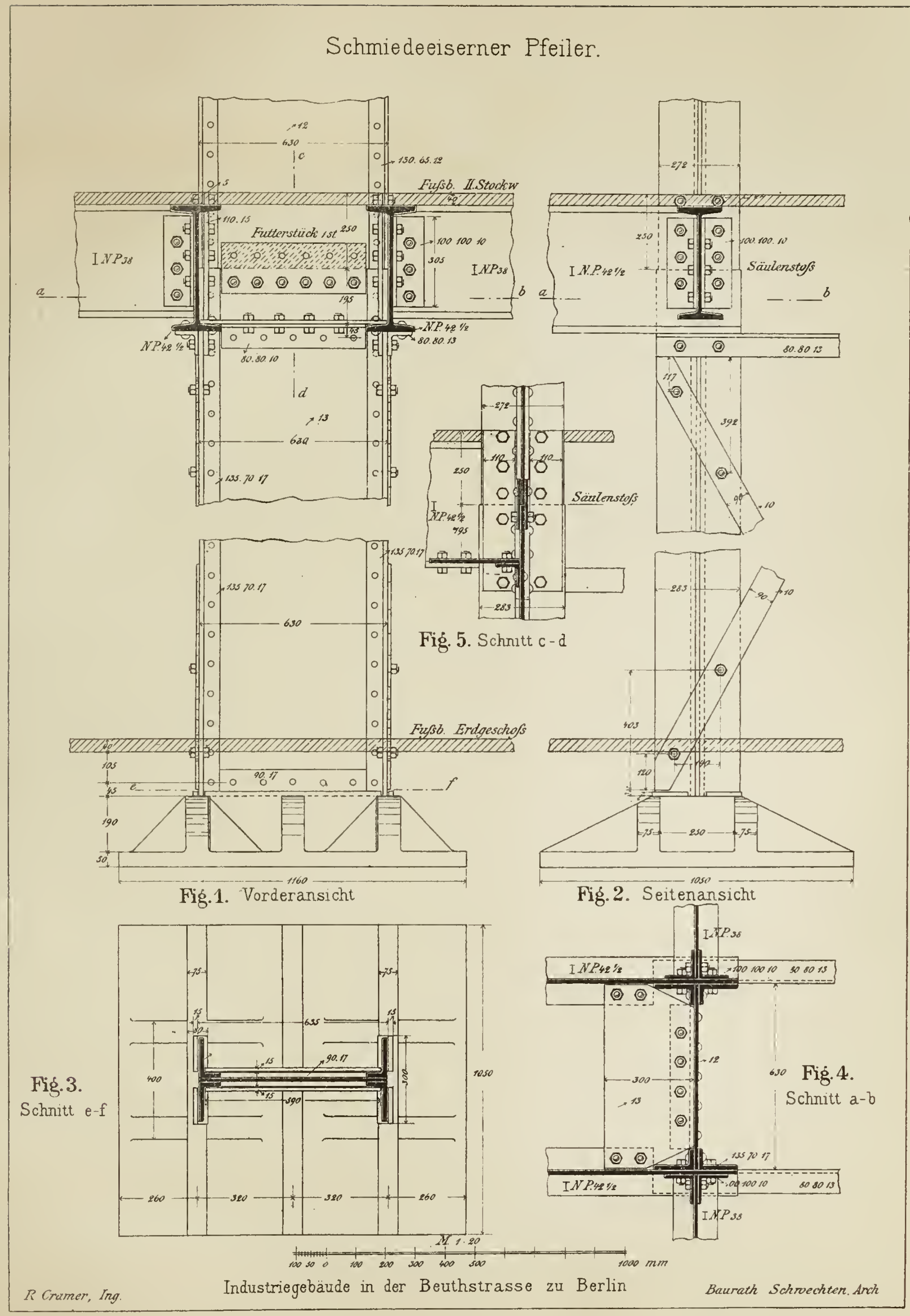


Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche, Leipzig

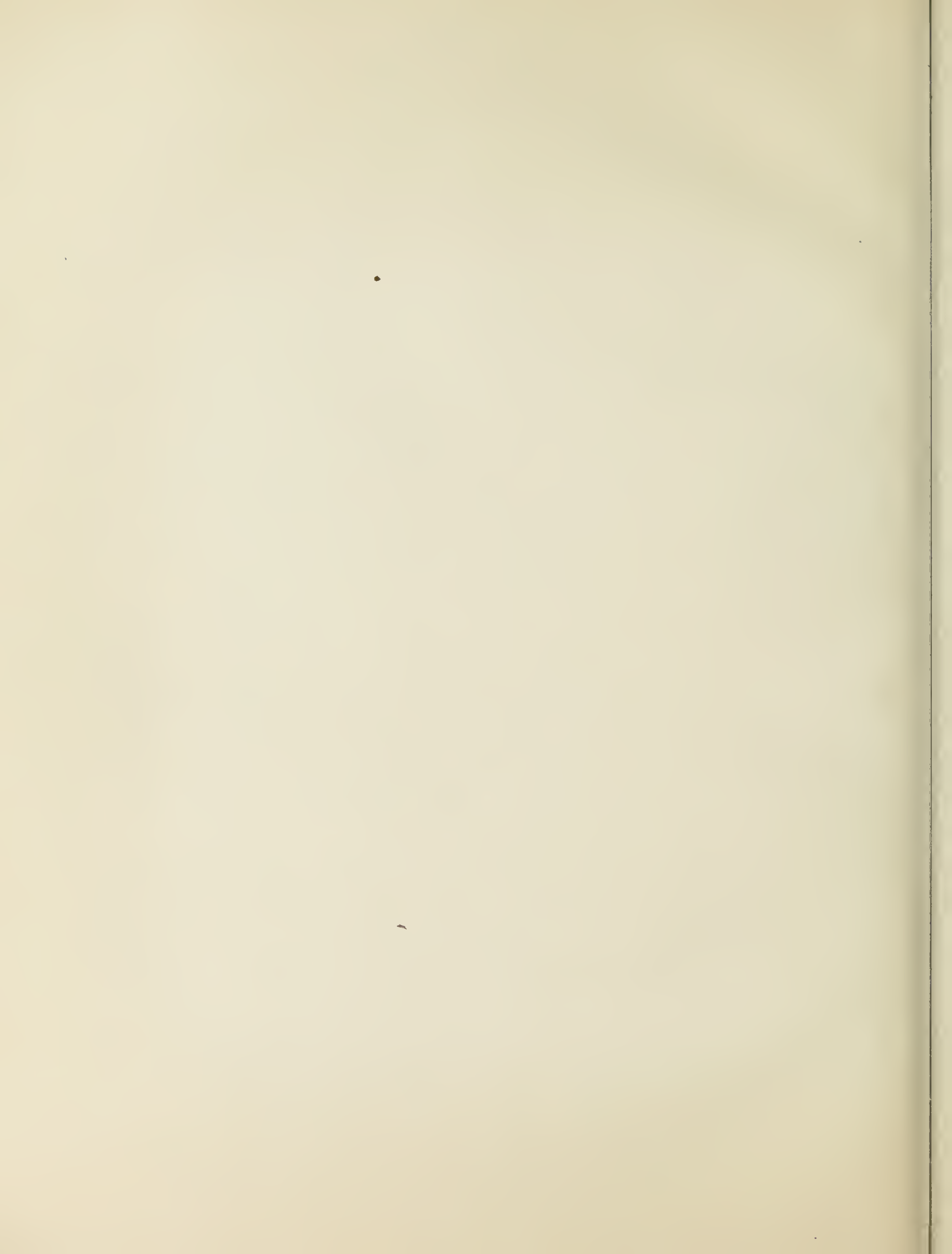






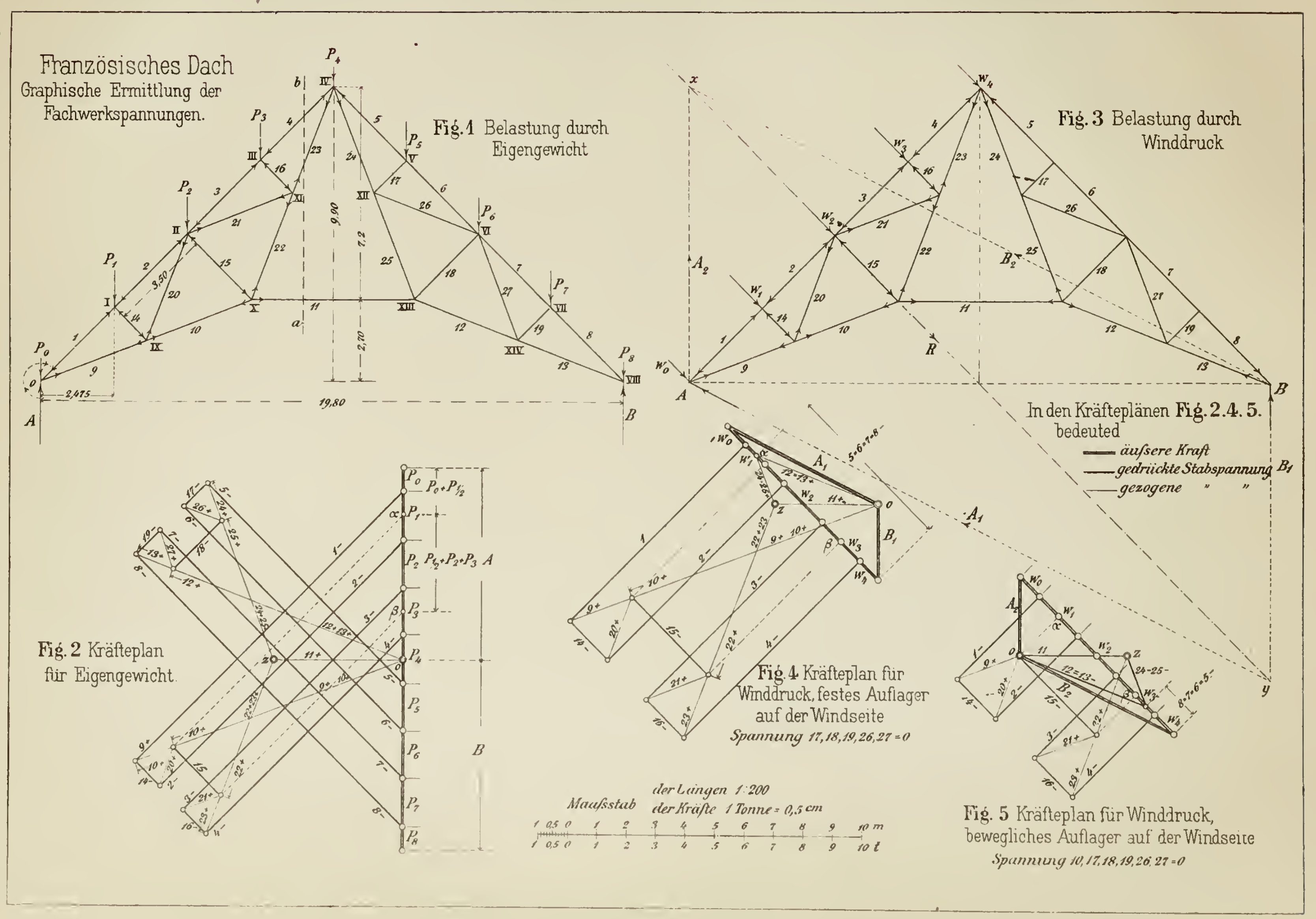


Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche, Leipzig









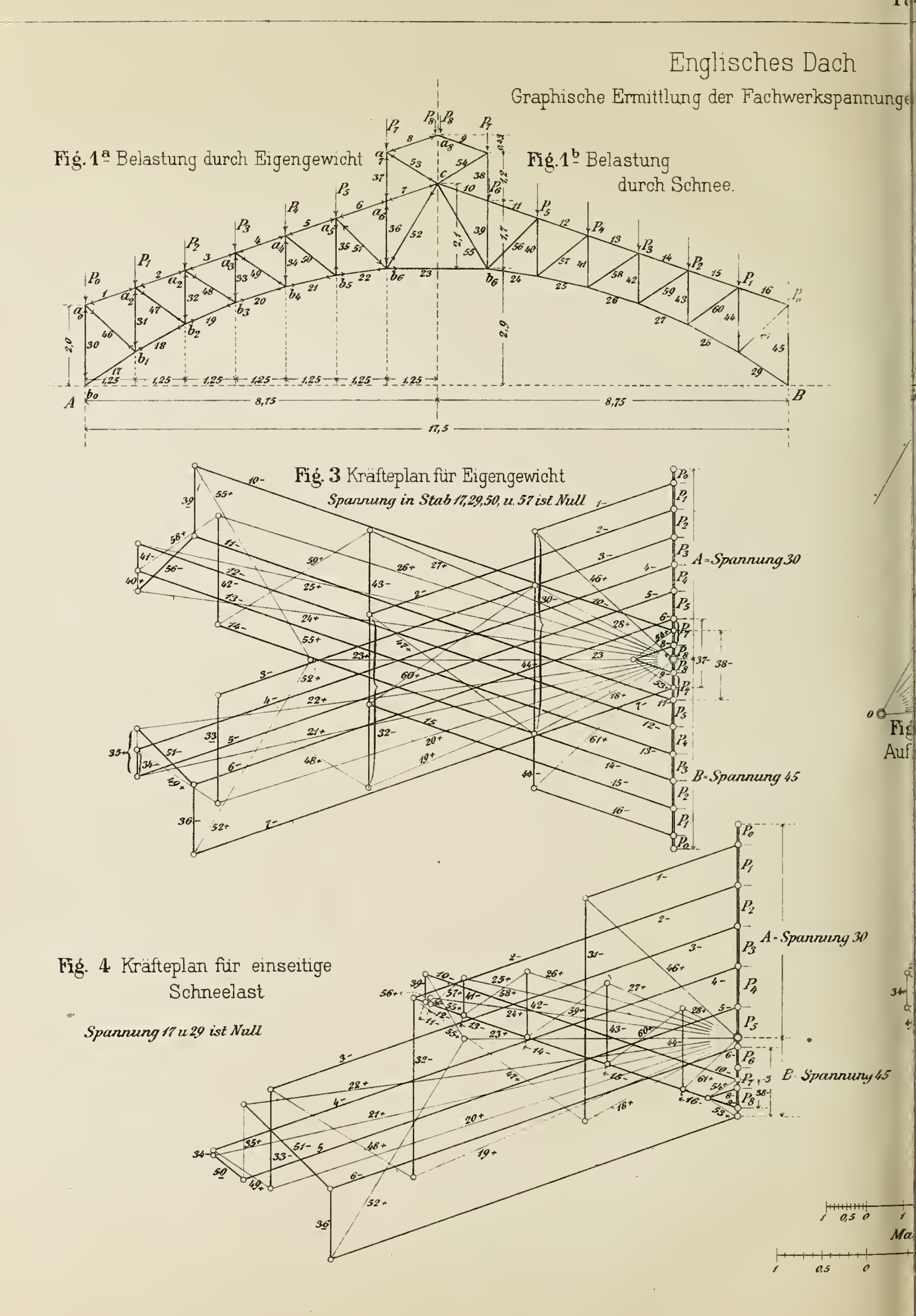
Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche, Leipzig










Englisches Dach
Graphische Ermittlung der Fachwerkspannunge
Fig. 1ª Belastung durch Eigengewicht
Fig. 1ᵇ Belastung durch Schnee.
Fig. 3 Kräfteplan für Eigengewicht
Spannung in Stab 17,29,50, u. 57 ist Null
A = Spannung 30
B = Spannung 45
Fig. 4 Kräfteplan für einseitige Schneelast
Spannung 17 u 29 ist Null
A - Spannung 30
B - Spannung 45

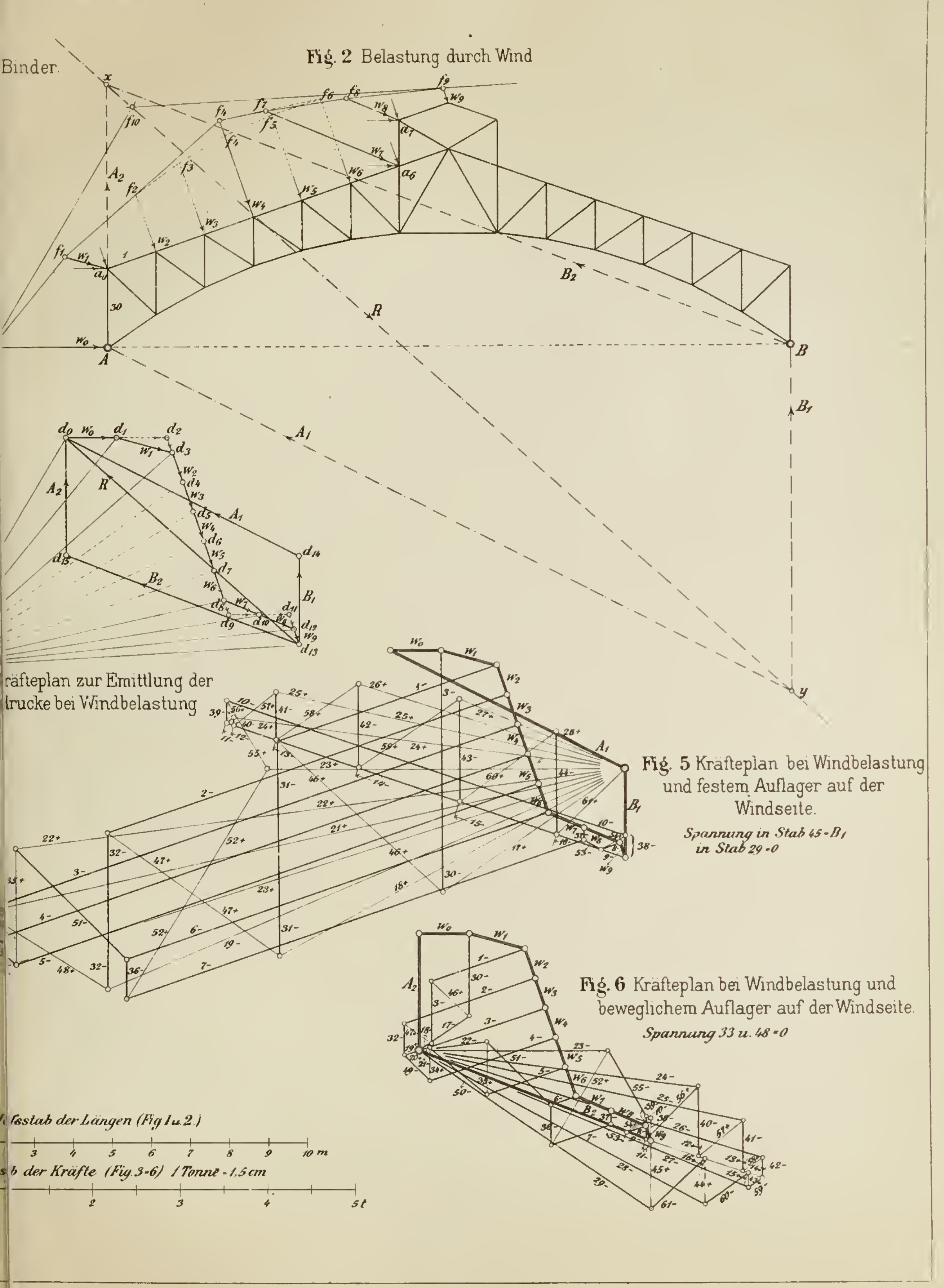


Fig. 2 Belastung durch Wind

Fig. 5 Kräfteplan bei Windbelastung und festem Auflager auf der Windseite.

Fig. 6 Kräfteplan bei Windbelastung und beweglichem Auflager auf der Windseite.

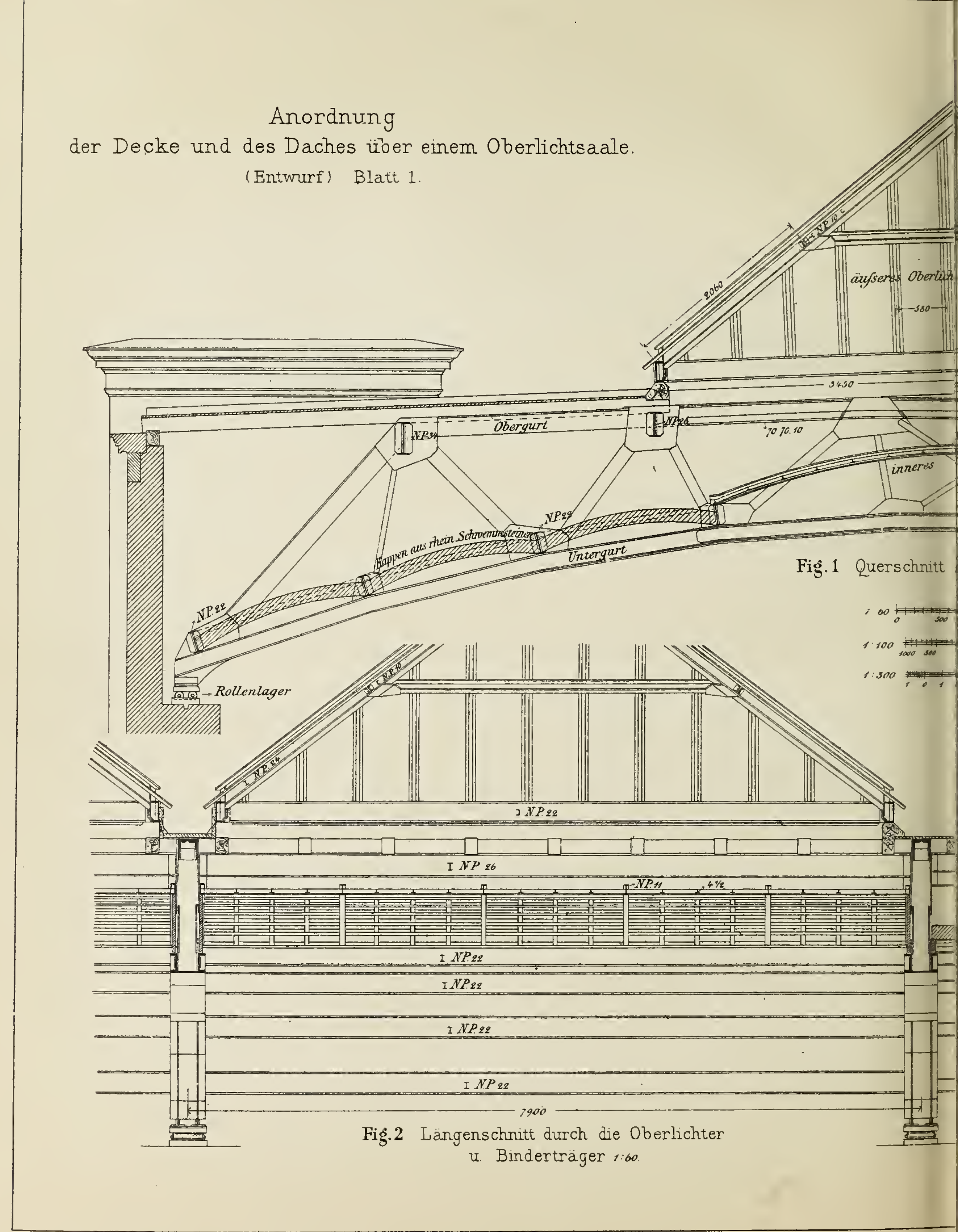
Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche, Leipzig










Anordnung
der Decke und des Daches über einem Oberlichtsaale.
(Entwurf) Blatt 1.
2060
3450
äußeres Oberlich
inneres
Obergurt
Untergurt
Kappen aus rhein. Schwemmsteinen
NP 34
NP 26
NP 22
Rollenlager
Fig. 1 Querschnitt
1:60
1:100
1:300
NP 22
NP 26
NP 11
NP 22
NP 22
NP 22
NP 22
7900
Fig. 2 Längenschnitt durch die Oberlichter
u. Binderträger 1:60

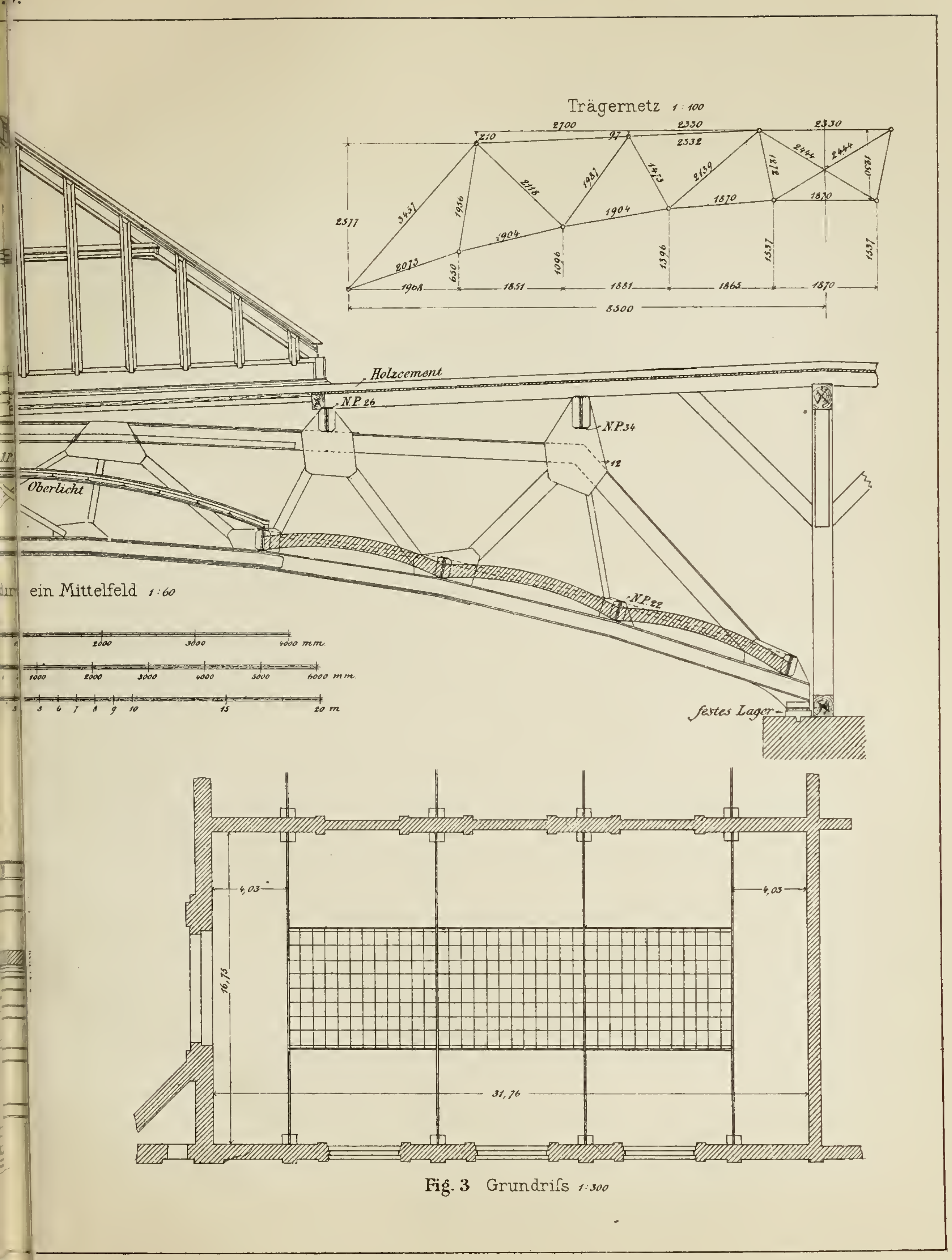
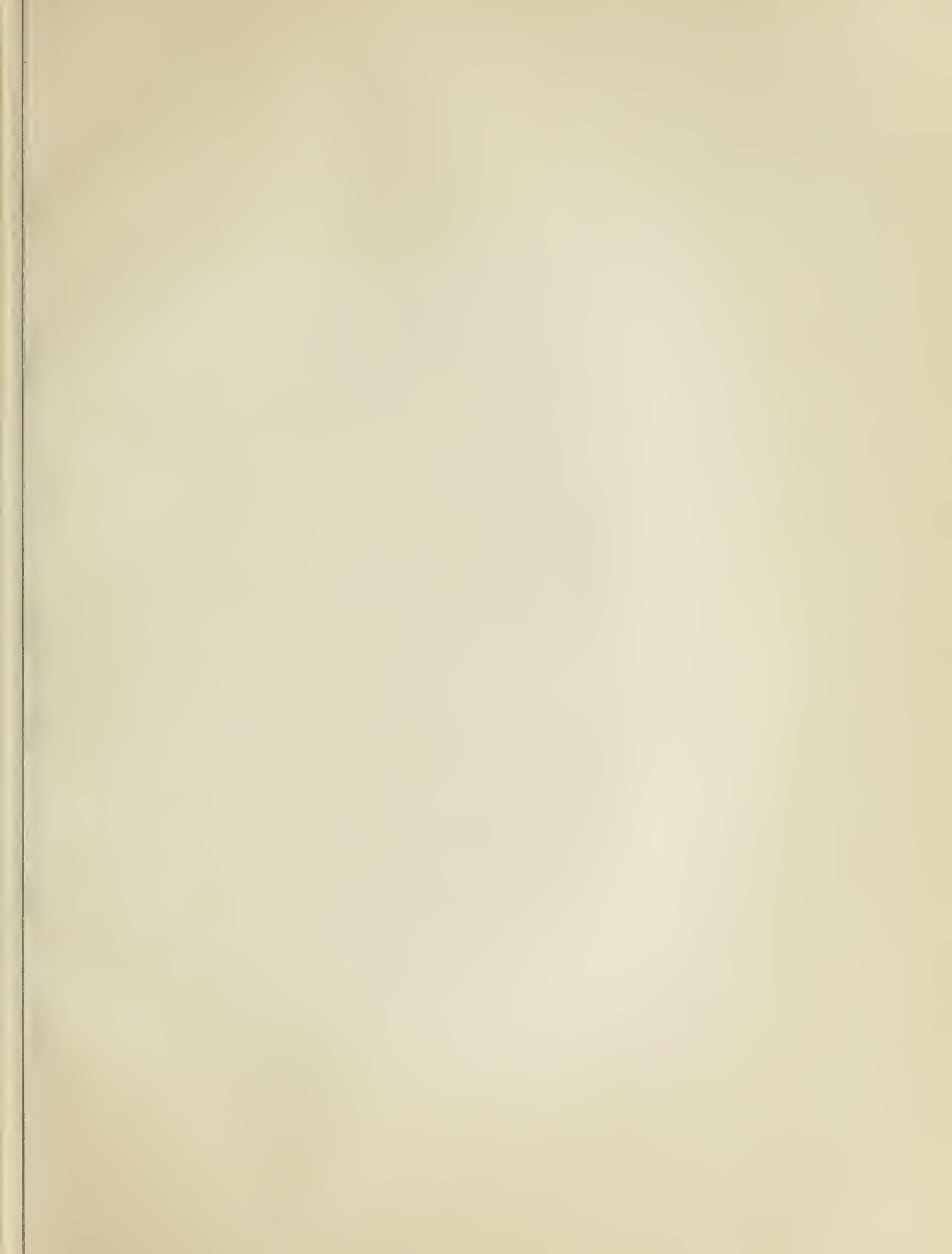


Fig. 3 Grundriſs 1:300

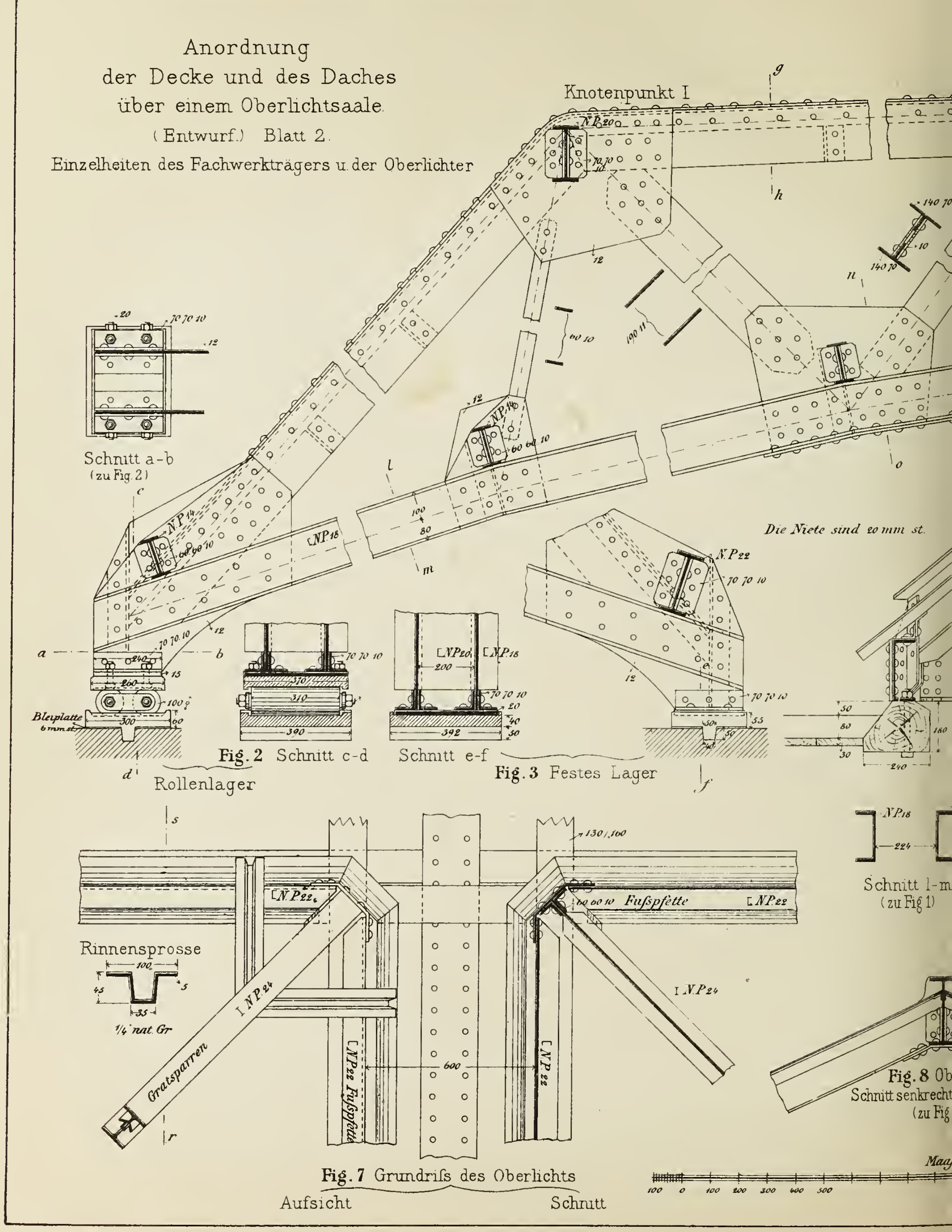
Lith. Anst. v. J. G Fritzsche, Leipzig





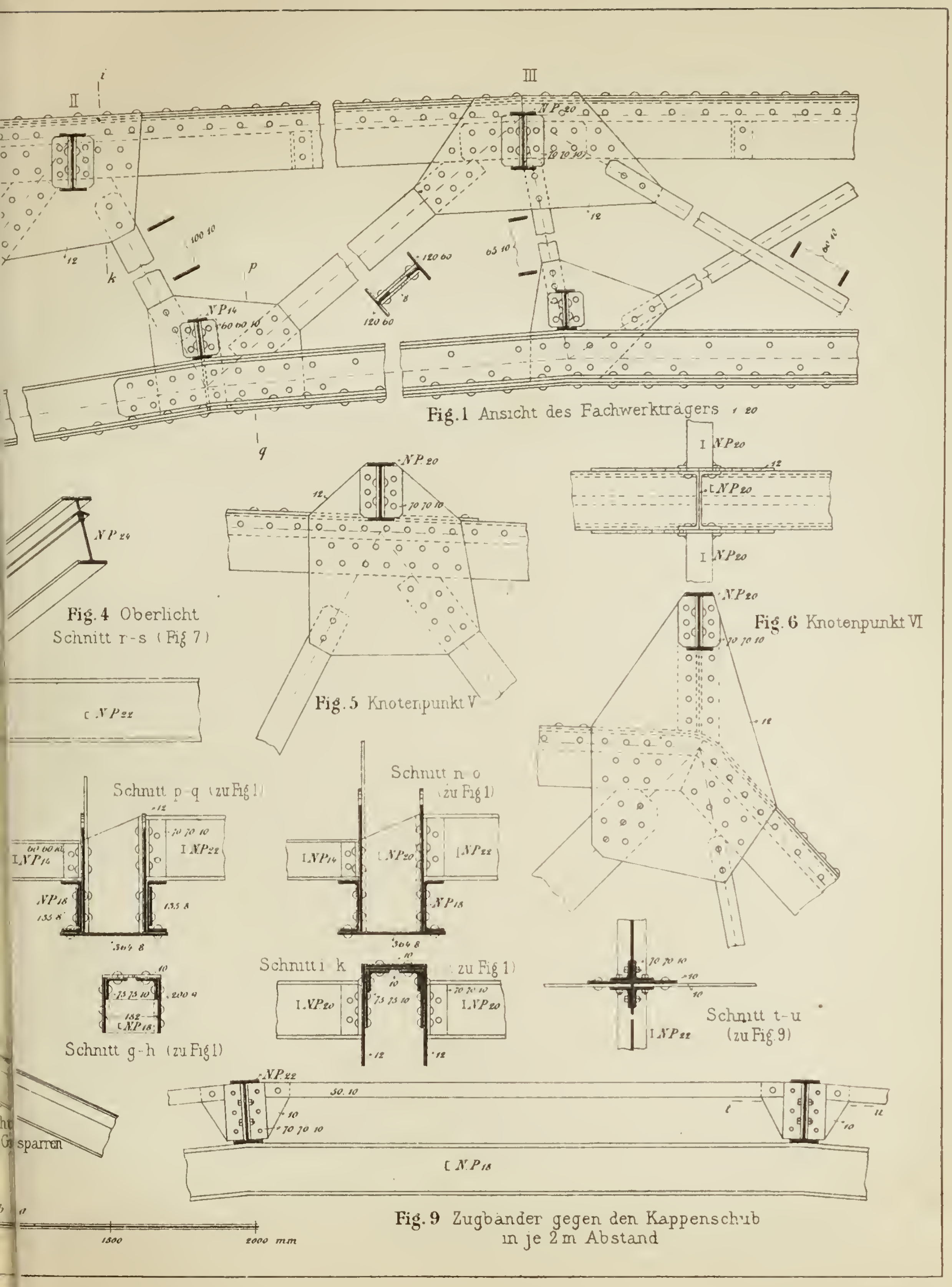






Anordnung
der Decke und des Daches
über einem Oberlichtsaale.
(Entwurf.) Blatt 2.
Einzelheiten des Fachwerkträgers u. der Oberlichter
Knotenpunkt I
Schnitt a-b
(zu Fig. 2)
Die Niete sind 20 mm st.
Bleiplatte
6 mm st.
Fig. 2 Schnitt c-d
Rollenlager
Schnitt e-f
Fig. 3 Festes Lager
Schnitt l-m
(zu Fig 1)
Rinnensprosse
1/4 nat. Gr.
Gratsparren
Fußpfette
Fig. 7 Grundriß des Oberlichts
Aufsicht
Schnitt
Fig. 8

4.



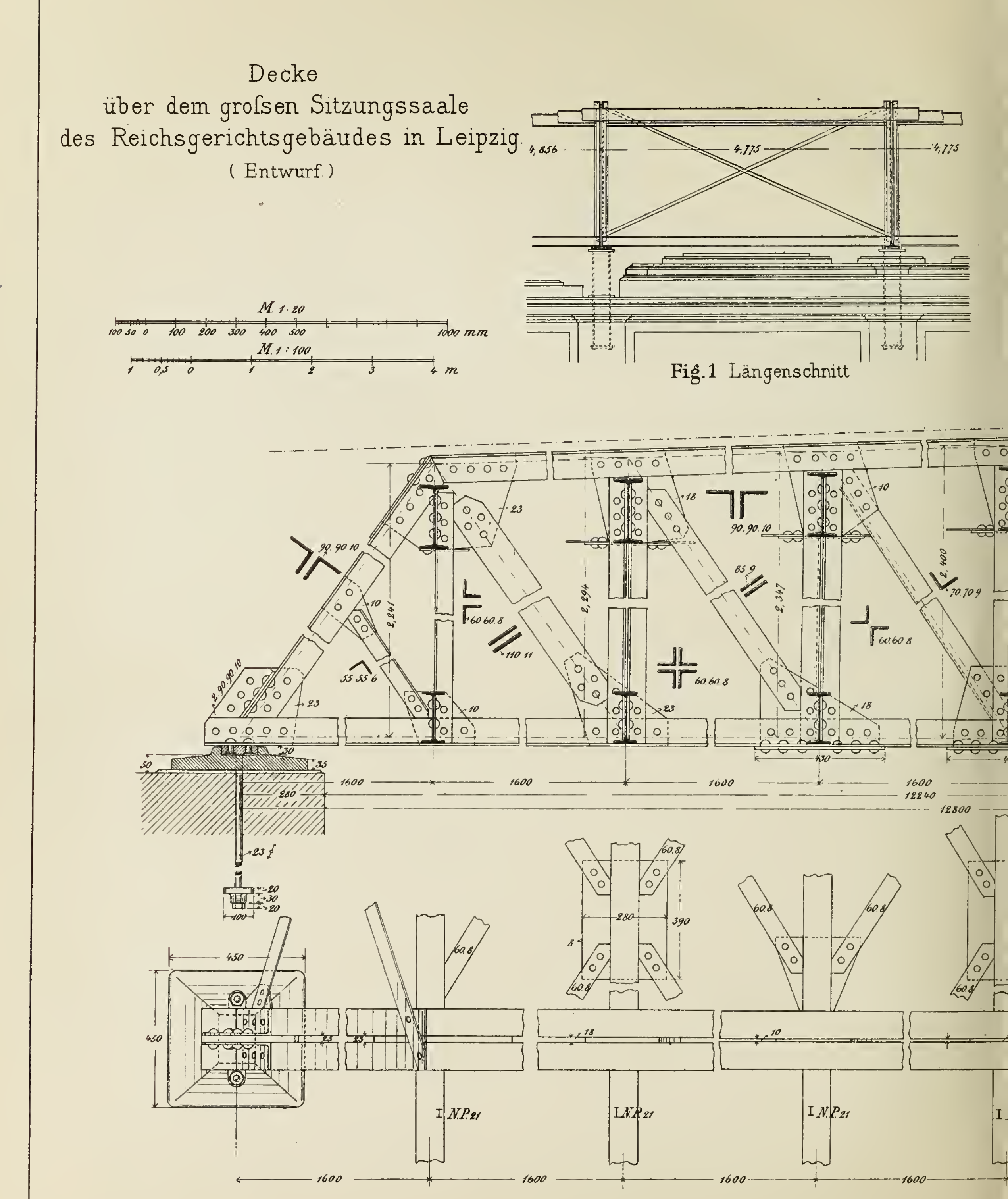
Lith Anst v J G Fritzsche Leipzig










Decke
über dem großen Sitzungssaale
des Reichsgerichtsgebäudes in Leipzig
(Entwurf.)
M 1 : 20
M 1 : 100
Fig. 1 Längenschnitt
Fig. 4 Grundriß de
R. Cramer, Ing.

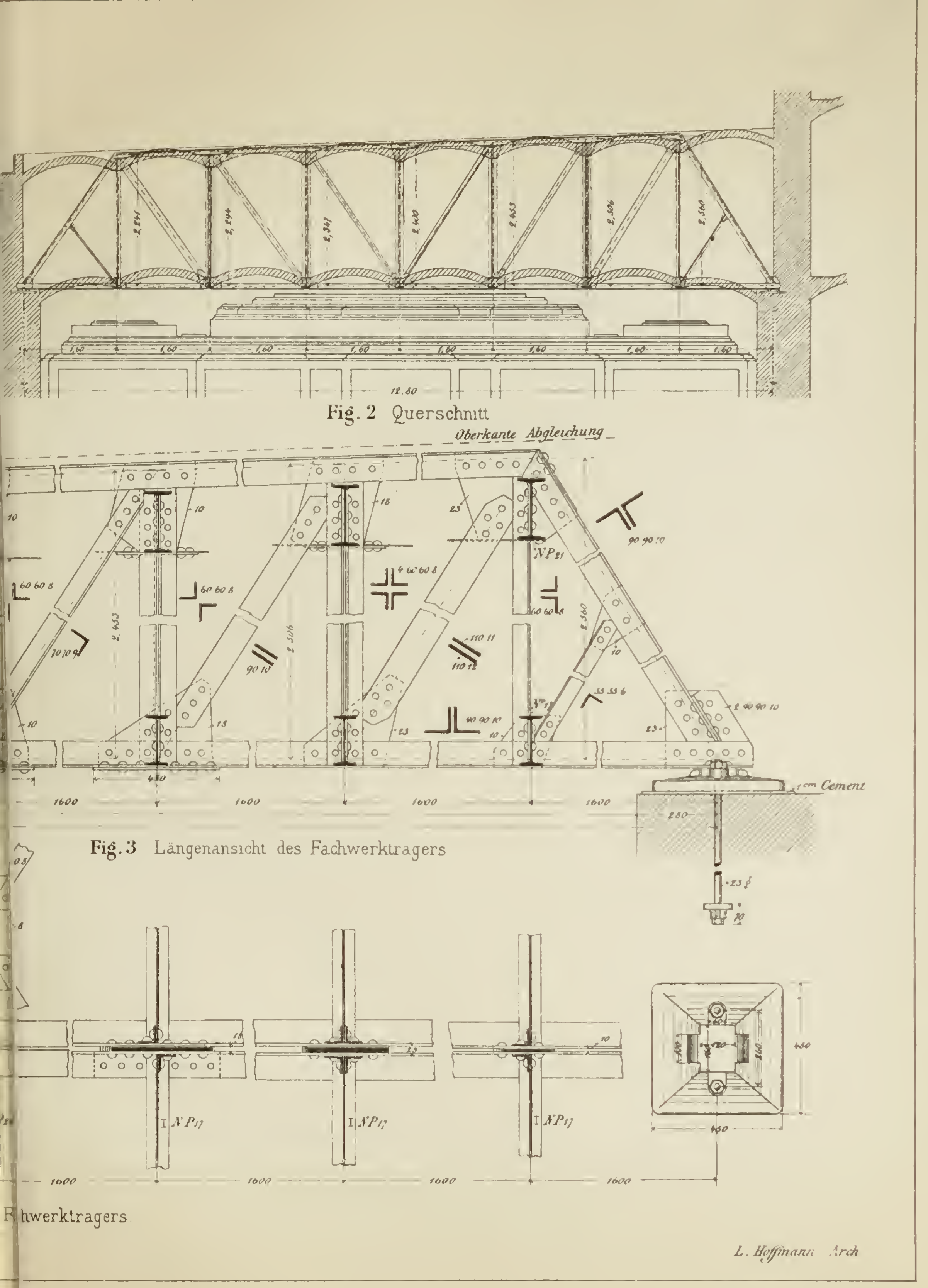


Fig. 2 Querschnitt

Fig. 3 Längenansicht des Fachwerkträgers

…hwerkträgers.

Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche, Leipzig









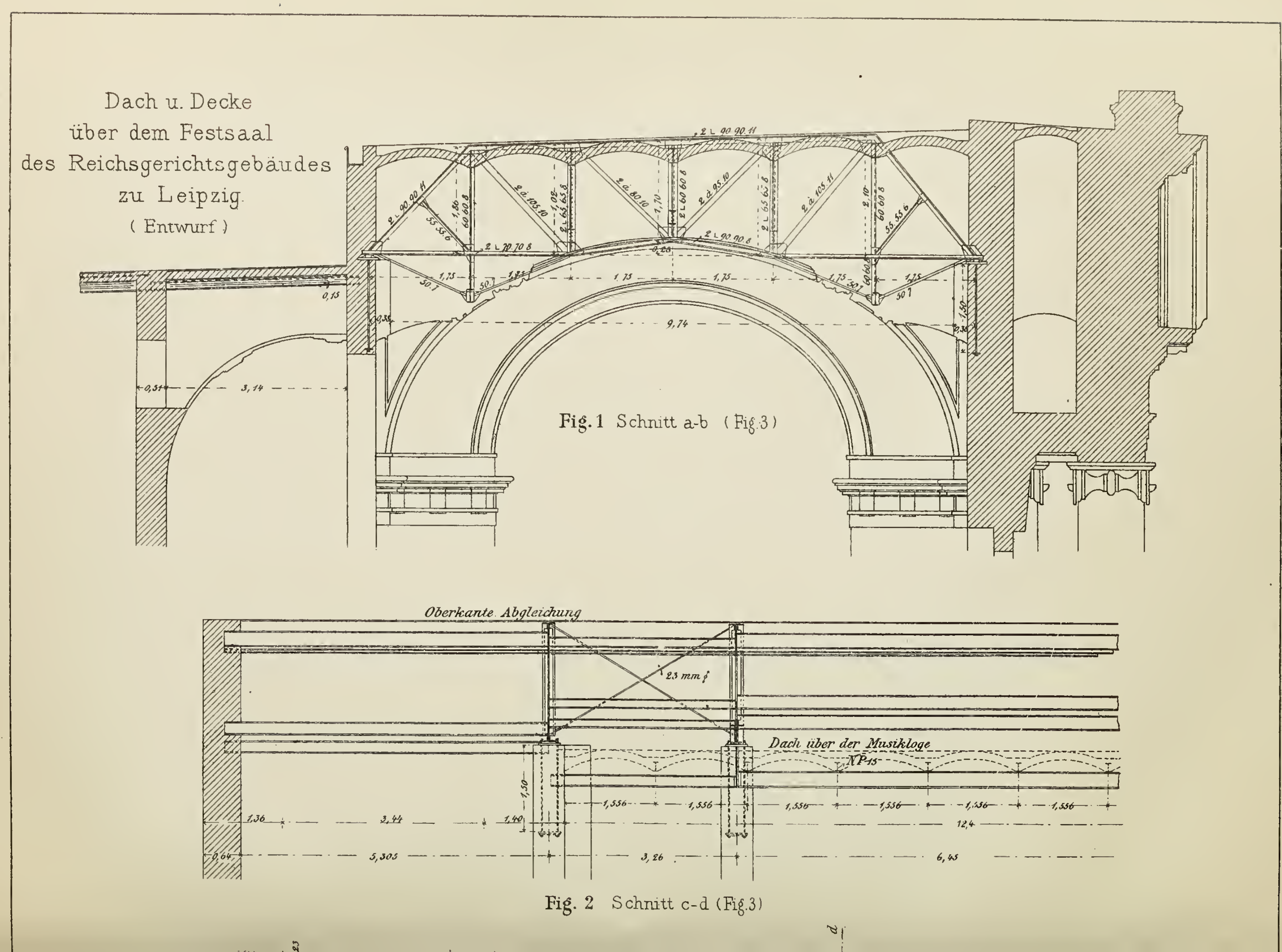


Fig. 1 Schnitt a-b (Fig. 3)

Fig. 2 Schnitt c-d (Fig. 3)

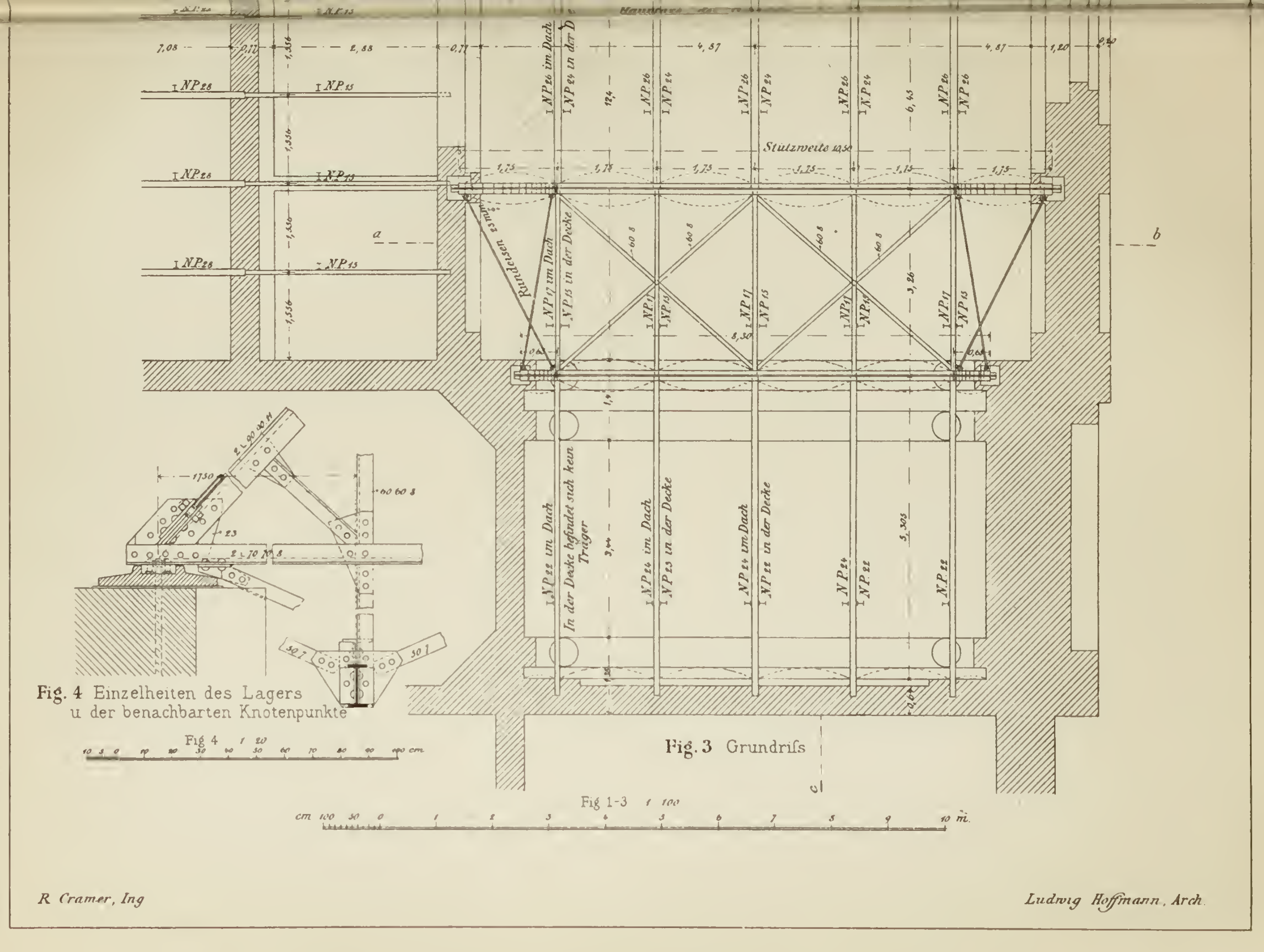


Fig. 3 Grundriſs

Fig 1-3 1 : 100

Fig. 4 Einzelheiten des Lagers u der benachbarten Knotenpunkte

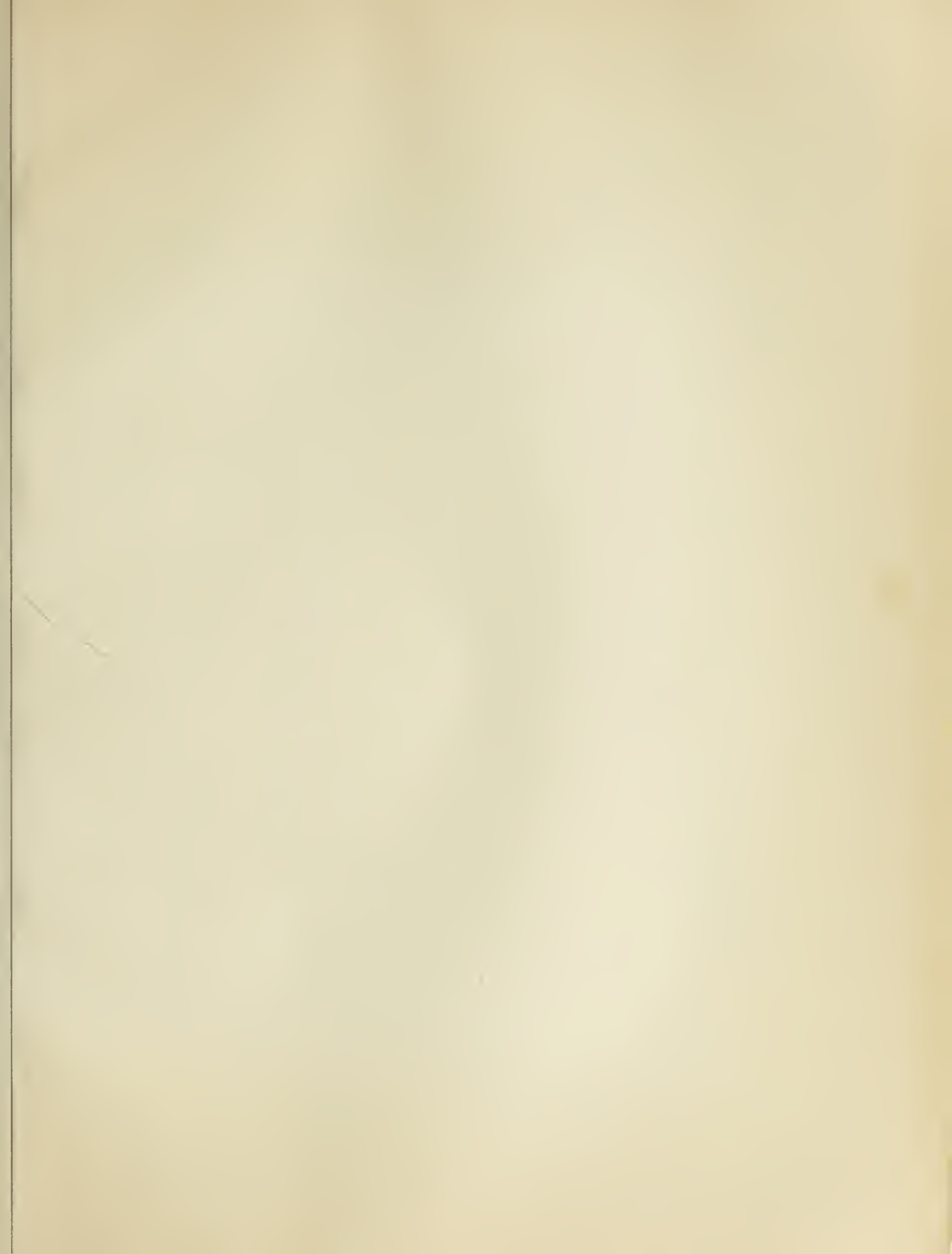
Fig 4 1 : 20

R. Cramer, Ing.

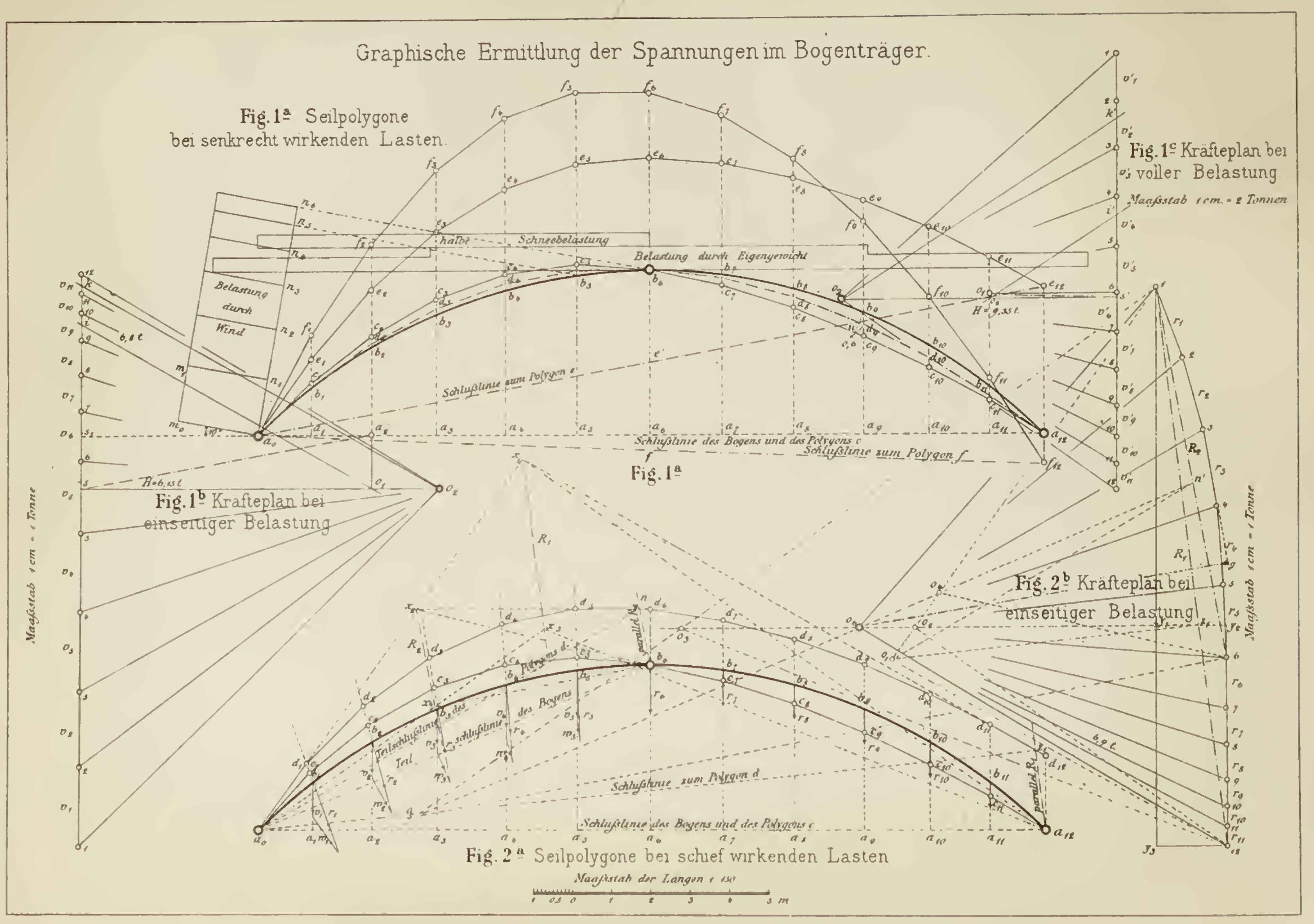
Ludwig Hoffmann, Arch.

Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche, Leipzig









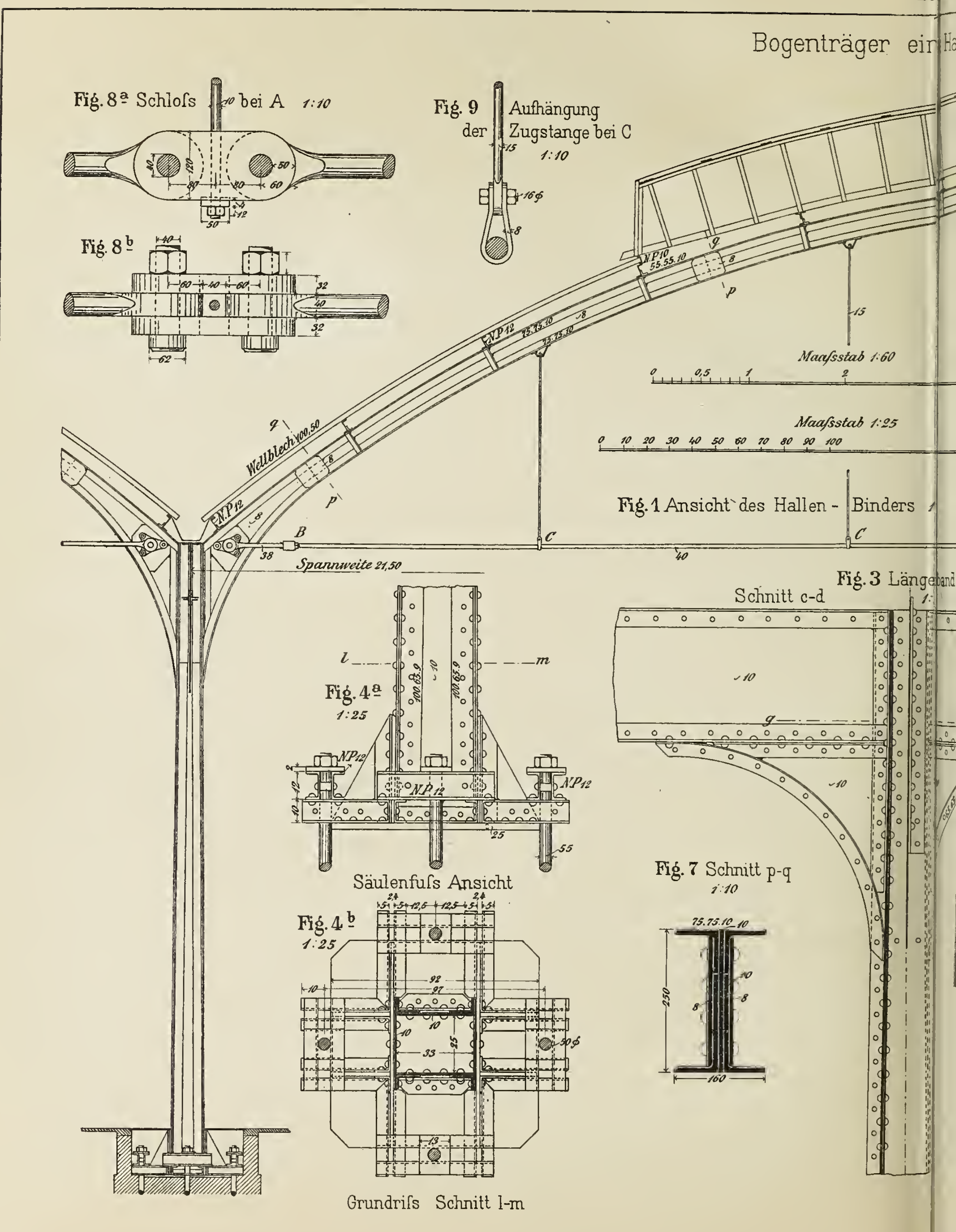
Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche, Leipzig





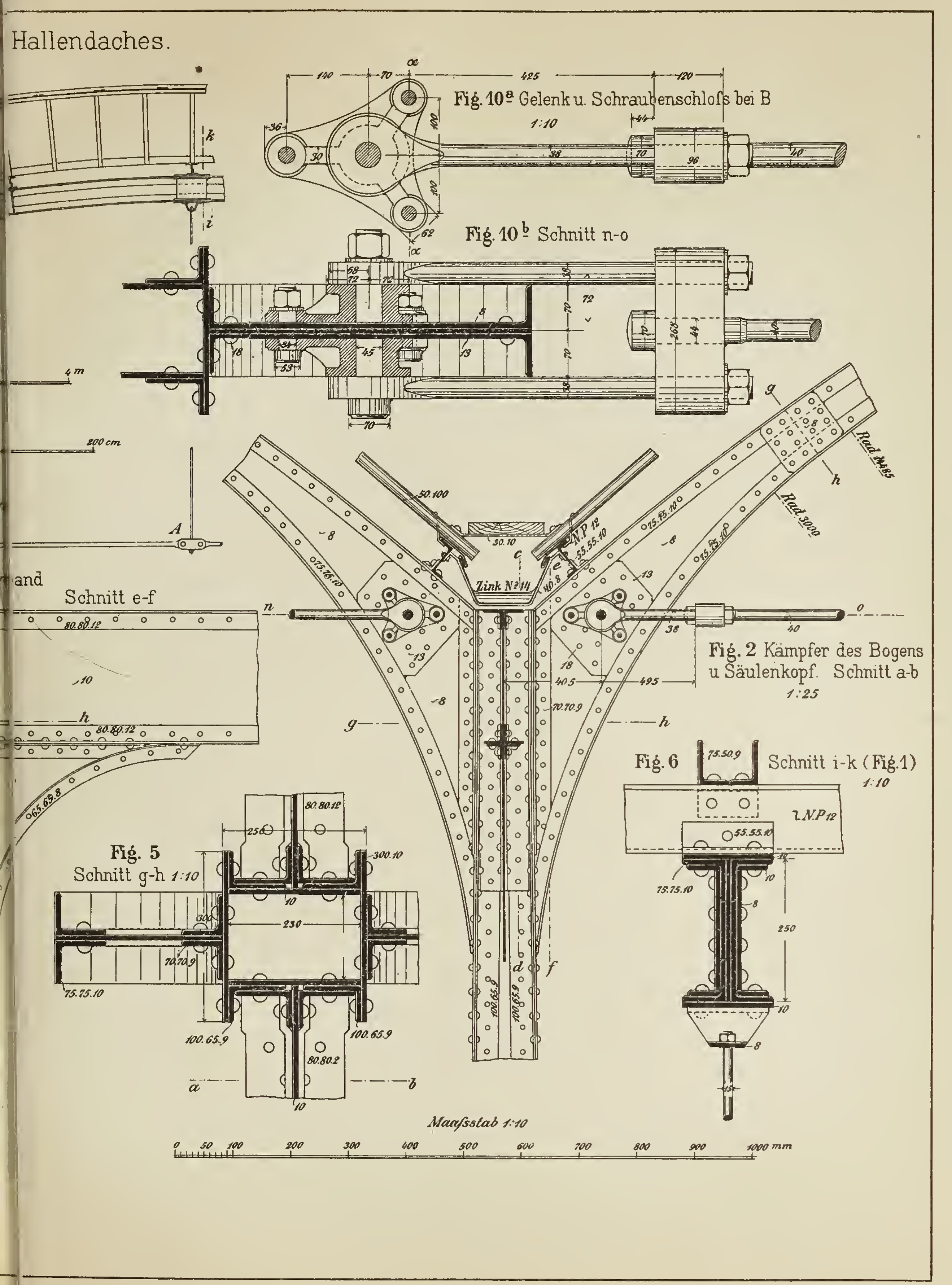




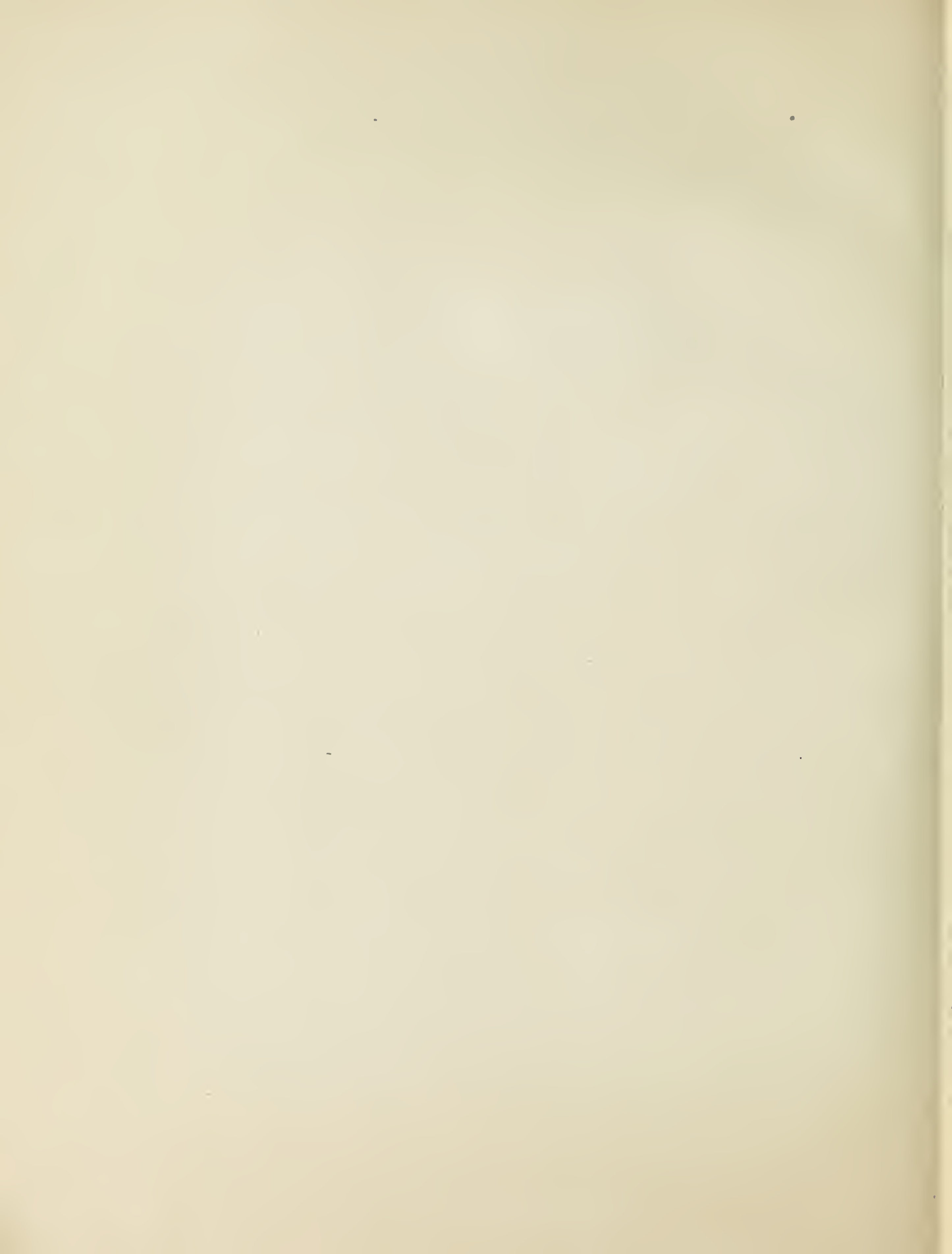


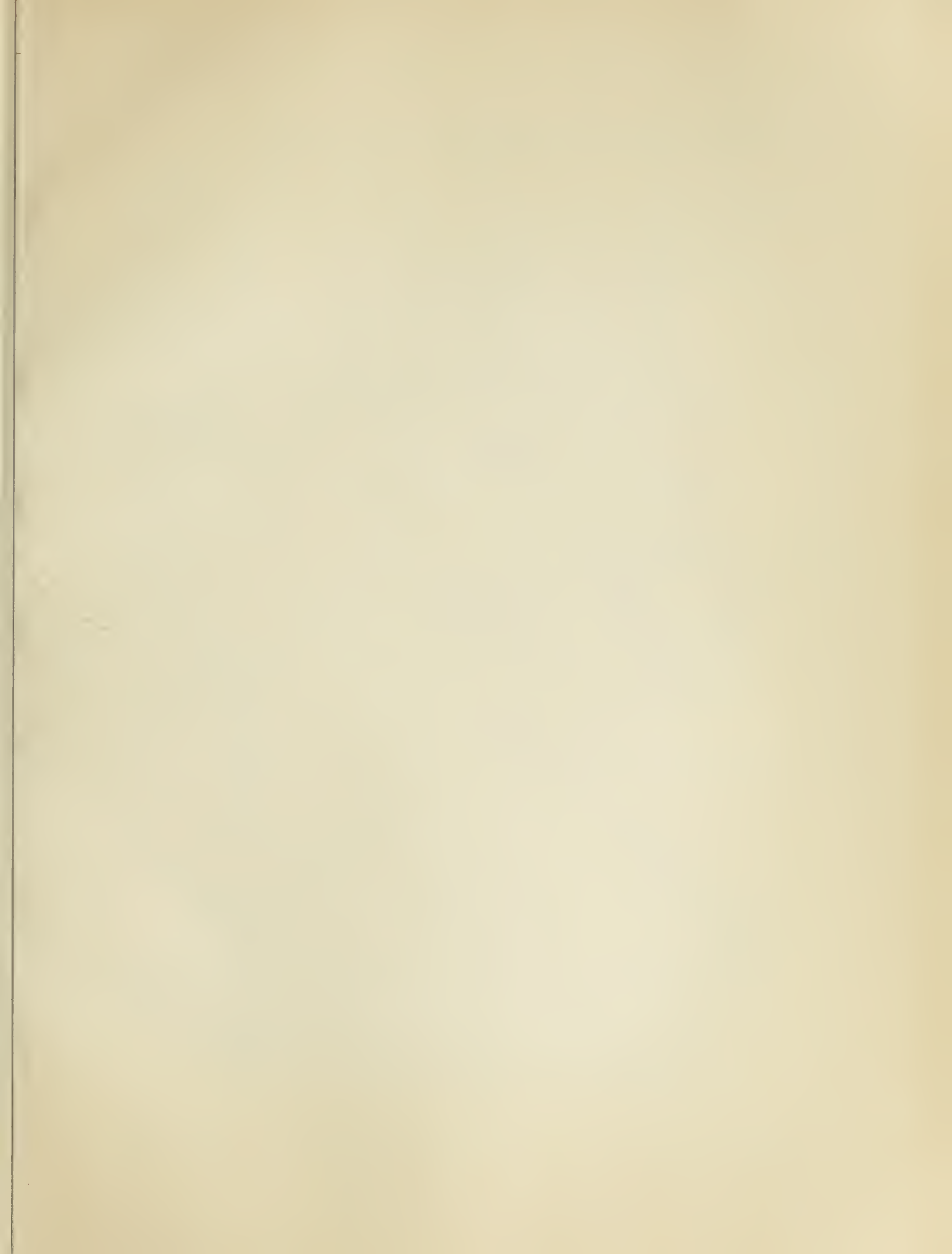
Bogenträger ein Ha
Fig. 8a Schloſs bei A 1:10
Fig. 8b
Fig. 9 Aufhängung der Zugstange bei C 1:10
Maaſsstab 1:60
Maaſsstab 1:25
Fig. 1 Ansicht des Hallen-Binders
Wellblech 100,50
Spannweite 21,50
Fig. 3 Längeband
Schnitt c-d
Fig. 4a 1:25
Säulenfuſs Ansicht
Fig. 4b 1:25
Grundriſs Schnitt l-m
Fig. 7 Schnitt p-q 1:10

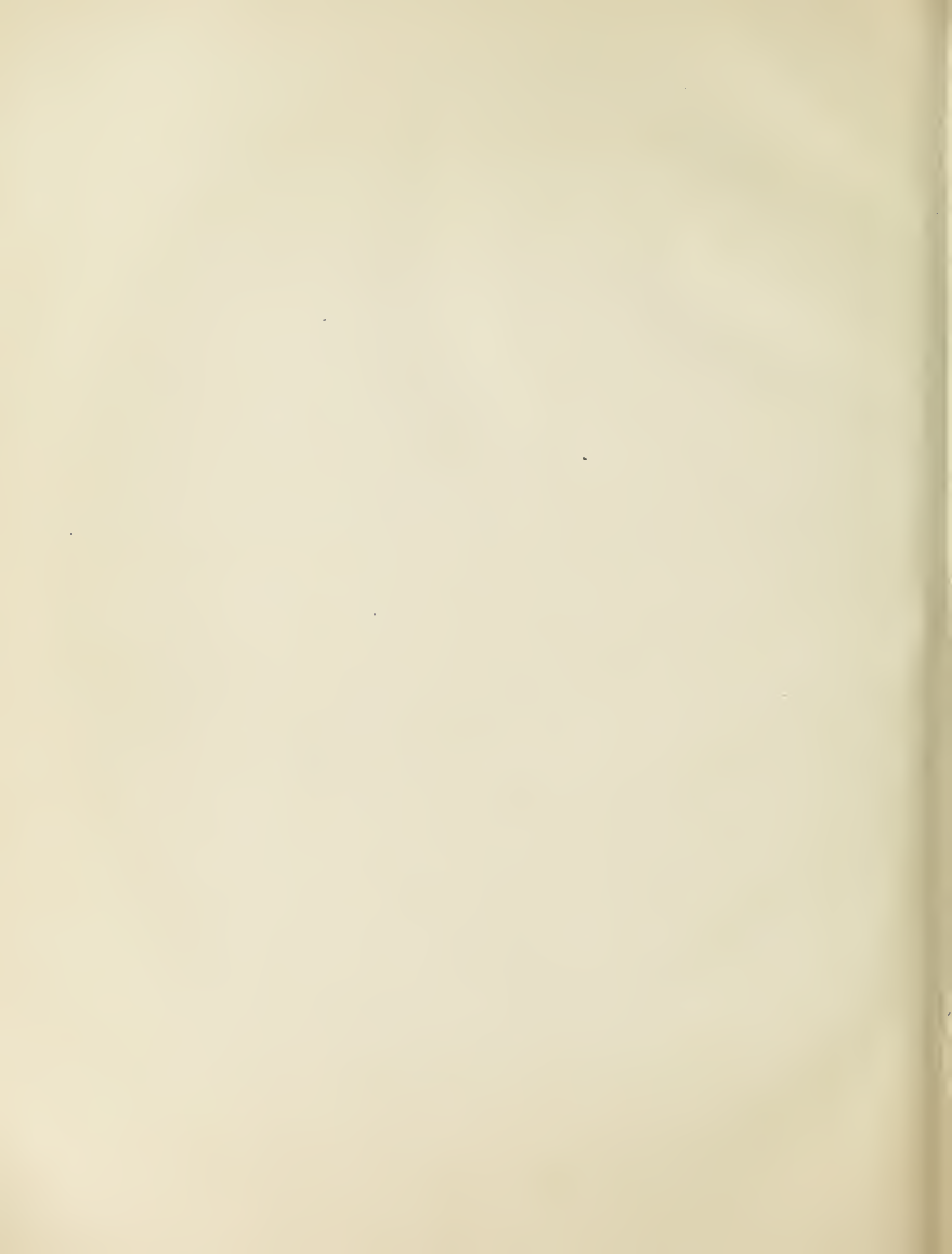
Hallendaches.

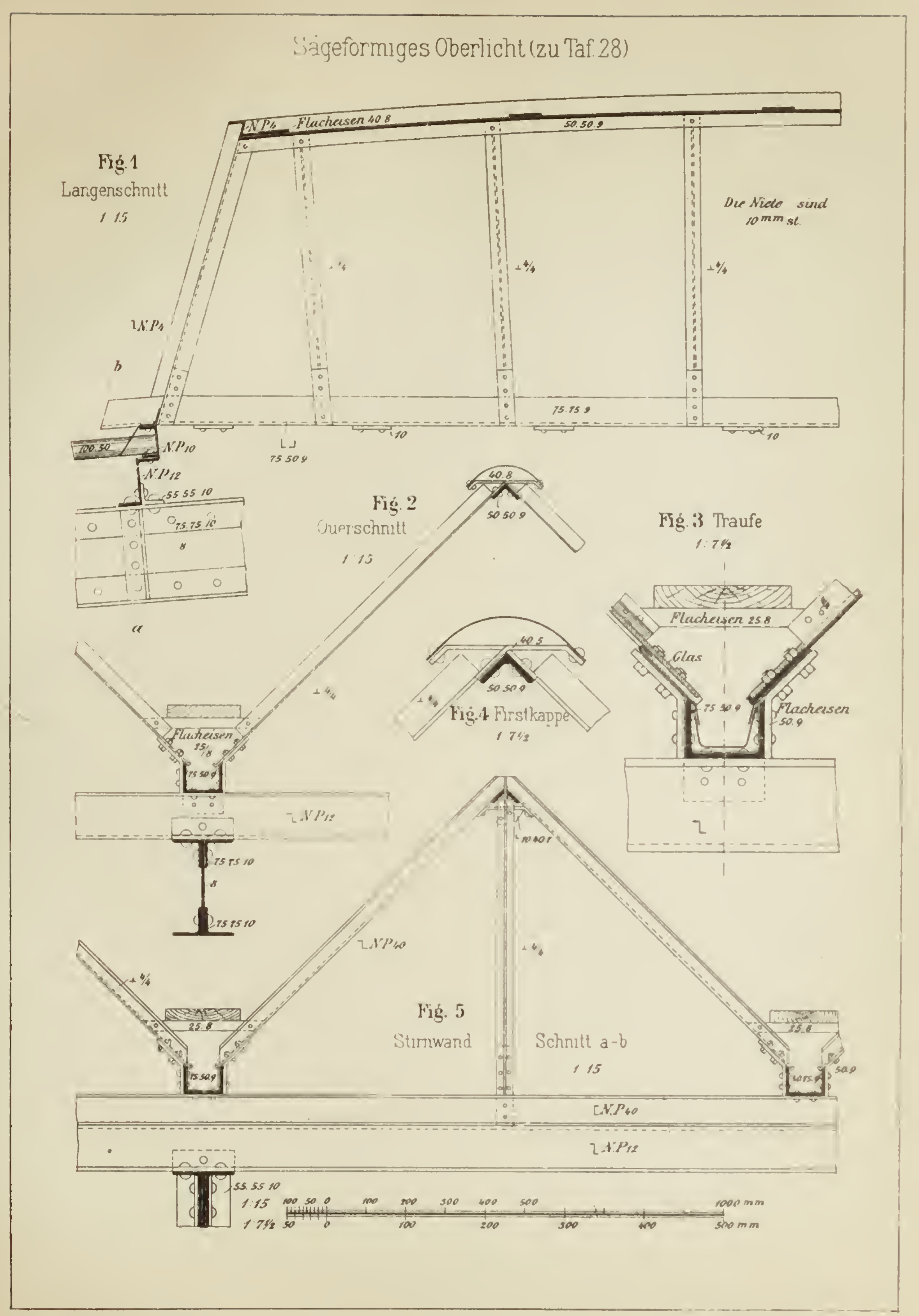


Lith. Anst. v. J G Fritzsche, Leipzig









Lith. Anst. v. J. G. Fr…









Graphische Ermittlung der Spannungen im Bogenfachwerk.

Fig. 1ª Ermittlung der äußeren Kräfte.

Fig. 1ᵇ Kräfteplan bei voller Belastung.

Fig. 1ᶜ Kräfteplan bei einseitiger Belastung.

Fig. 2ª Kräfteplan zur Ermittlung der inneren Stabspannungen.

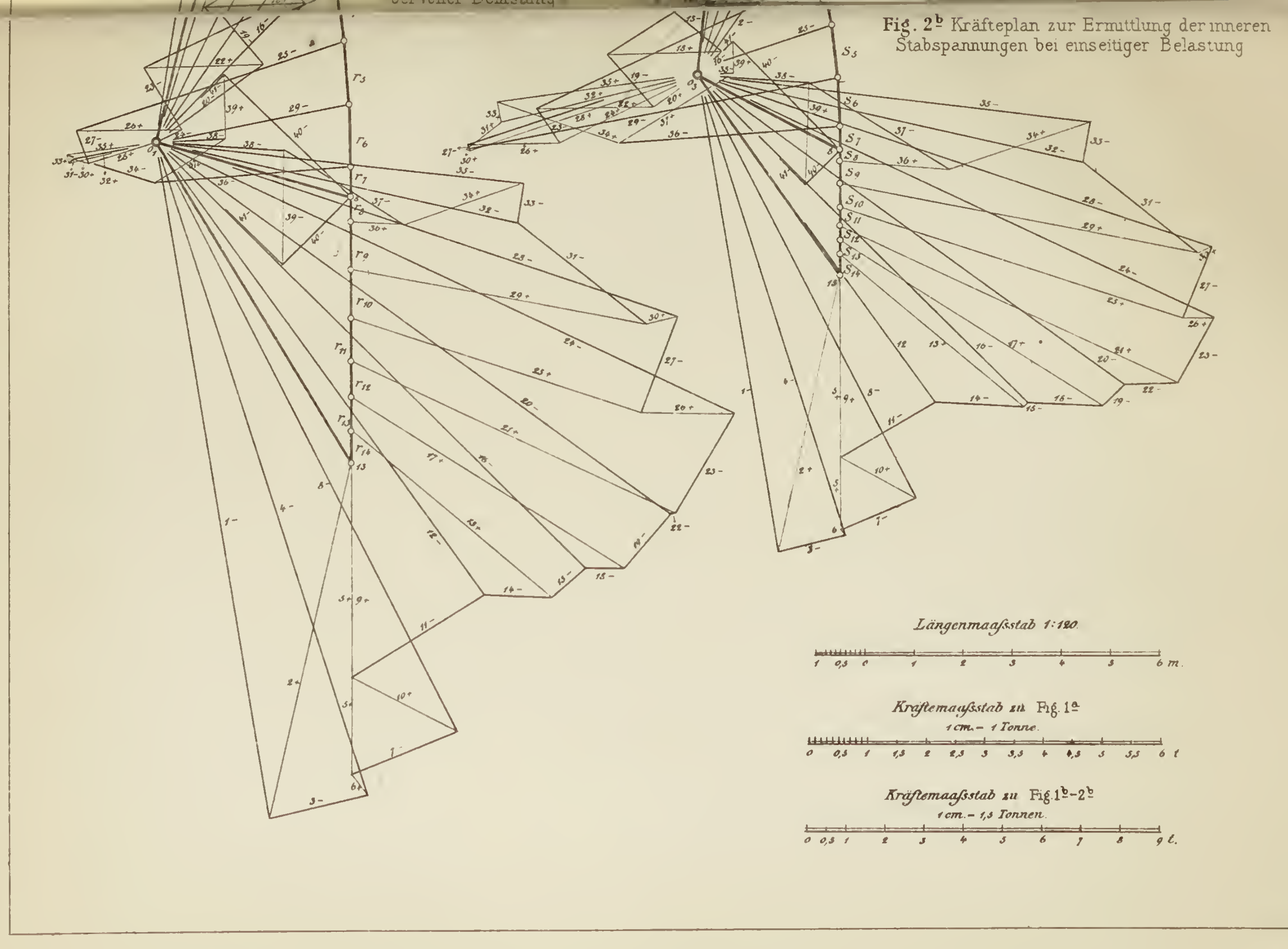
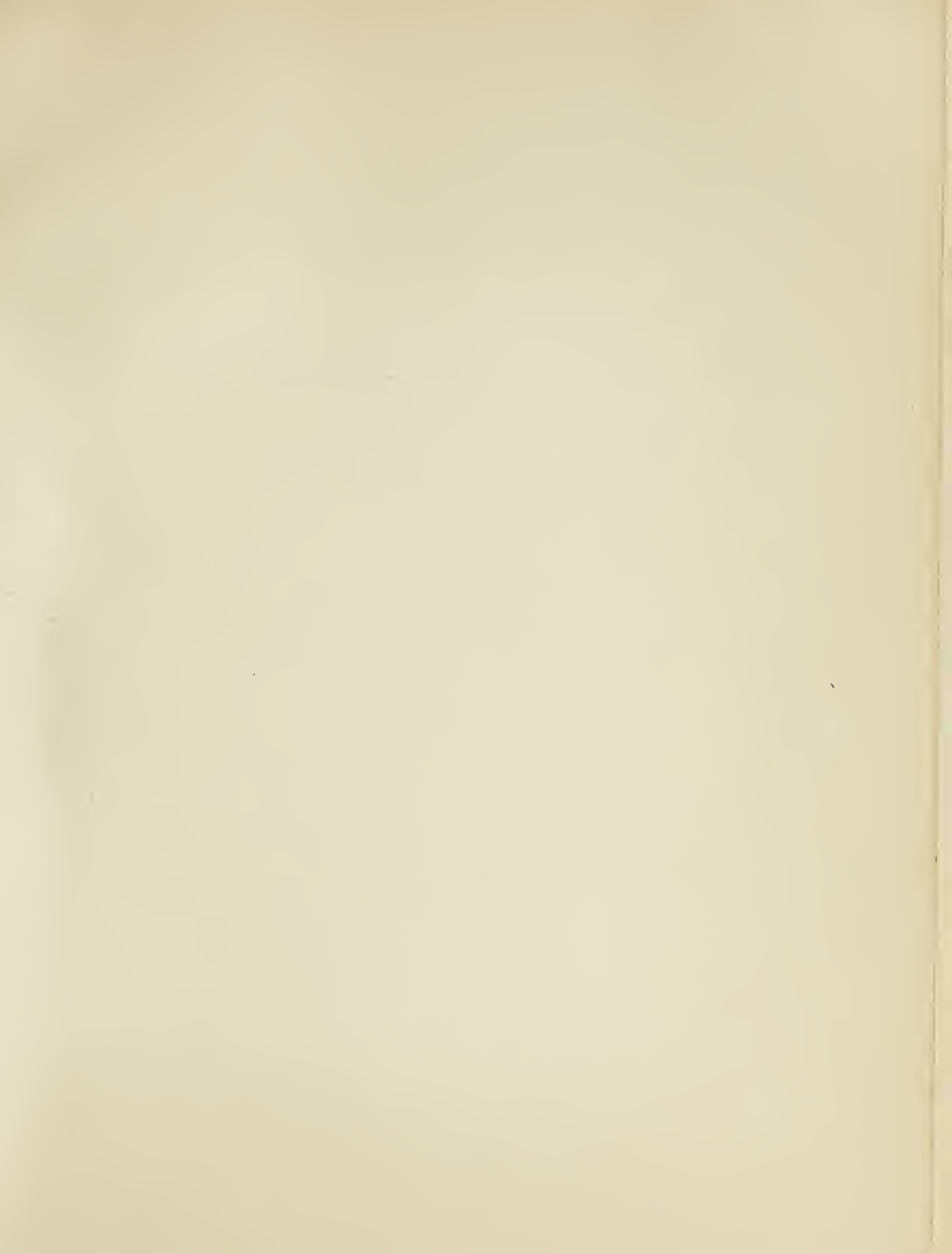


Fig. 2b Kräfteplan zur Ermittlung der inneren Stabspannungen bei einseitiger Belastung

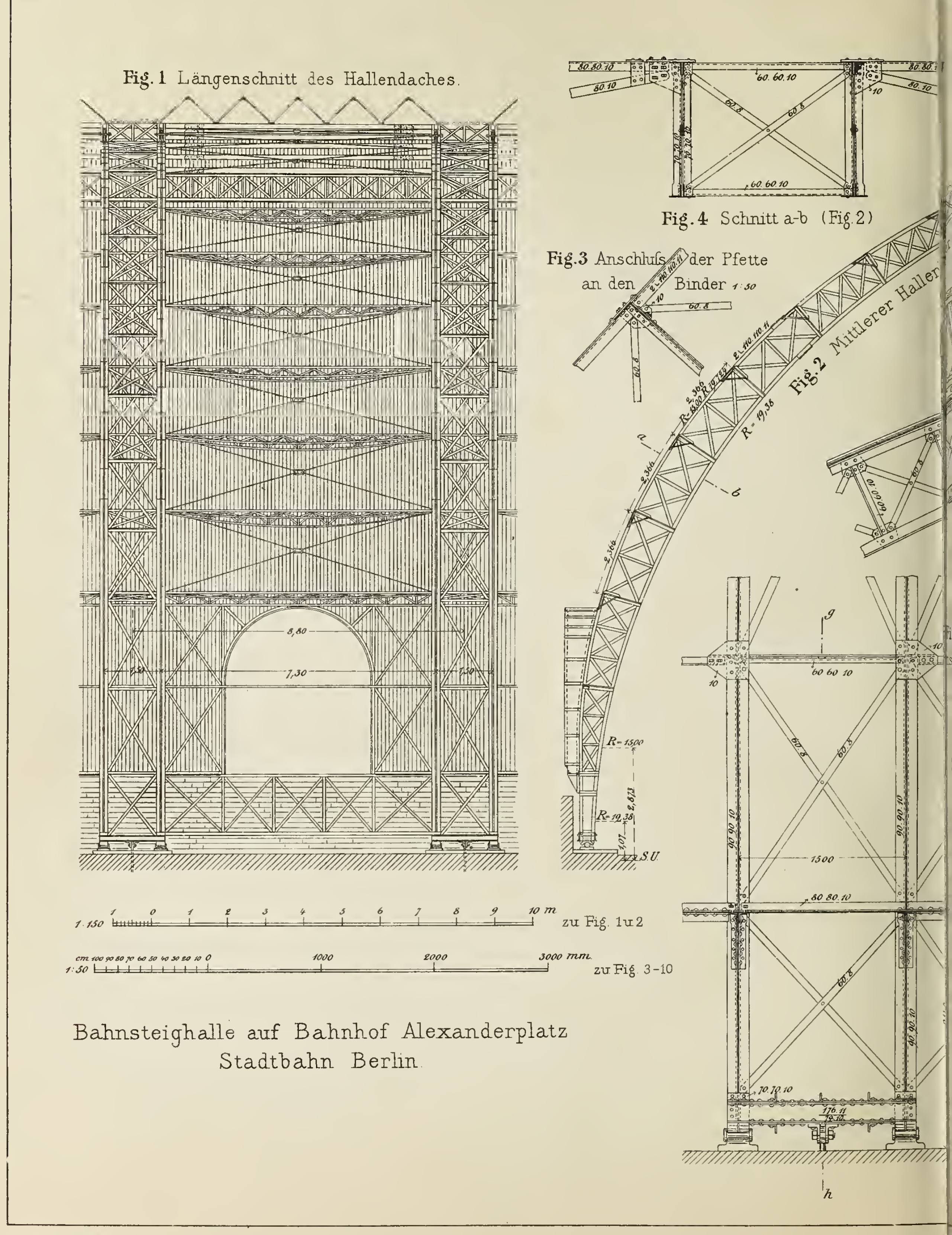
Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche Leipzig











Bahnsteighalle auf Bahnhof Alexanderplatz
Stadtbahn Berlin.

l.

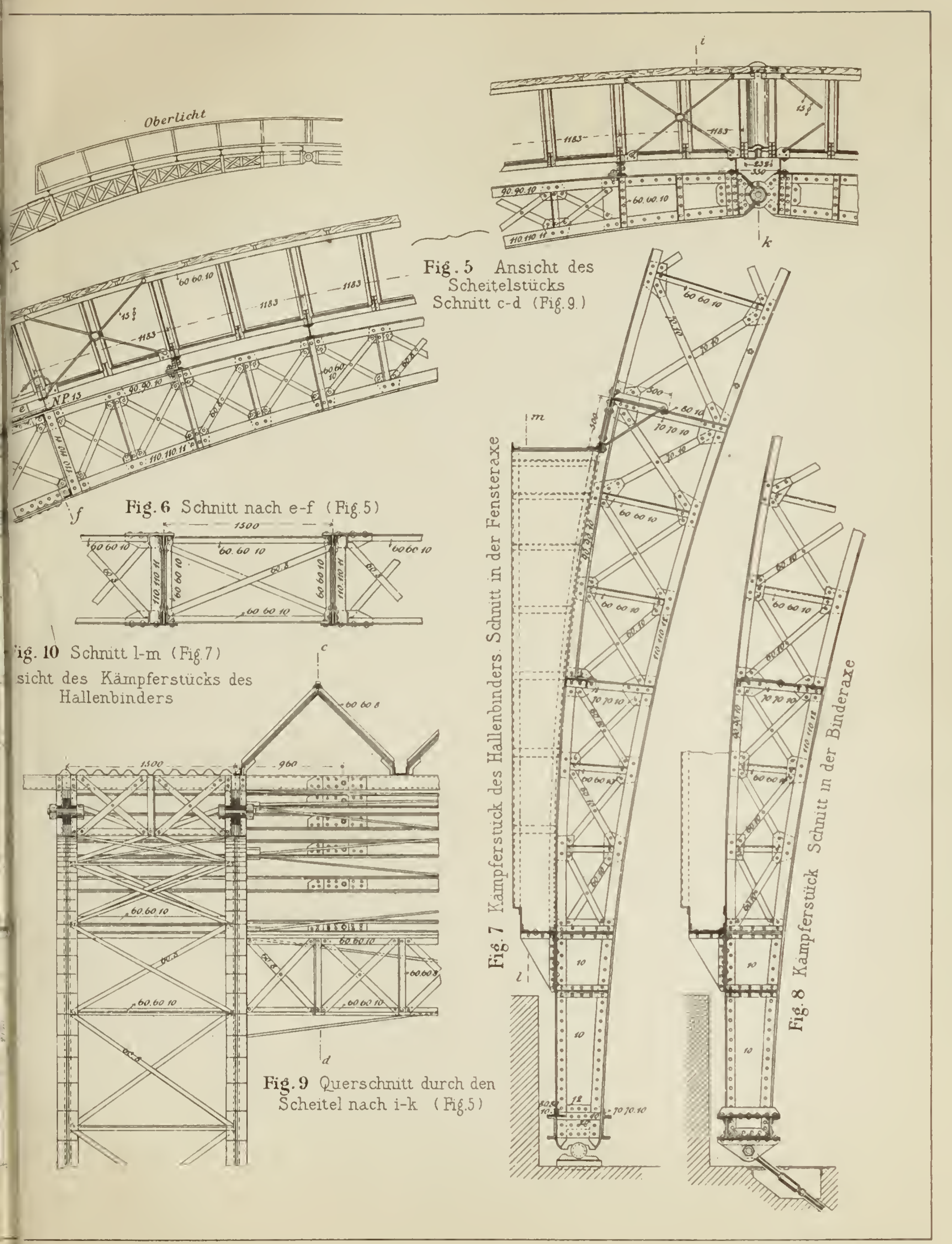


Fig. 5 Ansicht des Scheitelstücks Schnitt c-d (Fig. 9.)

Fig. 6 Schnitt nach e-f (Fig. 5)

ig. 10 Schnitt l-m (Fig. 7)

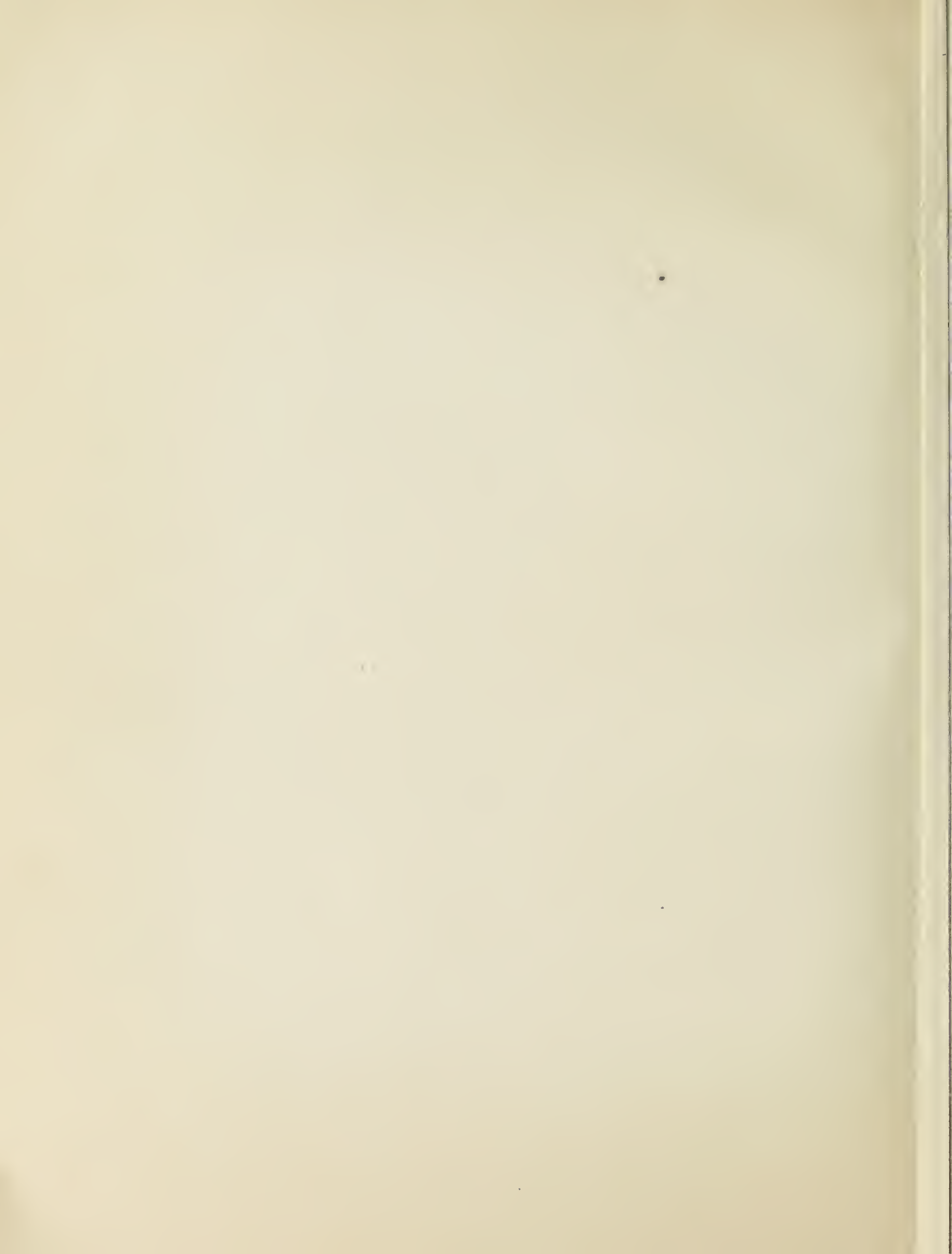
sicht des Kämpferstücks des Hallenbinders

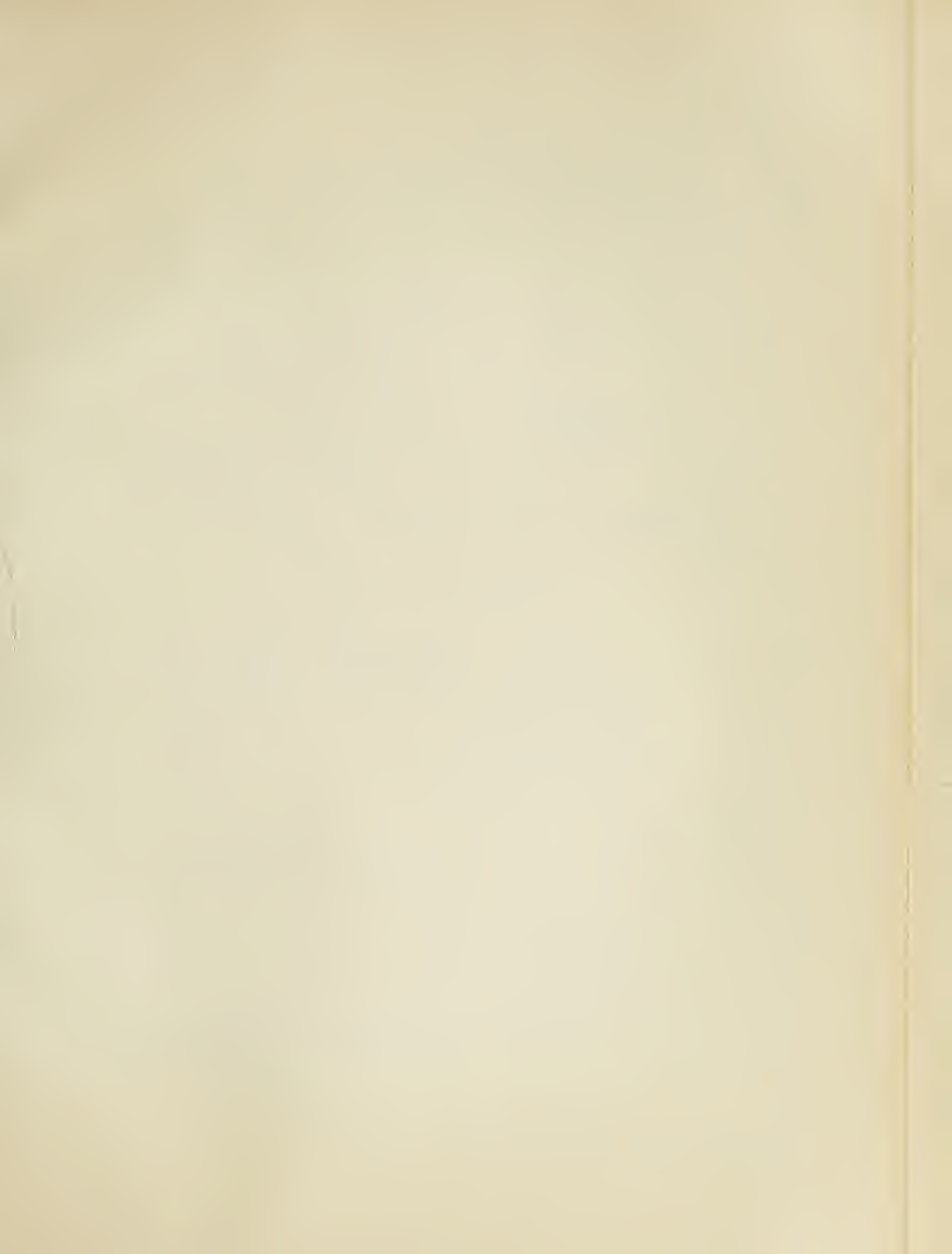
Fig. 9 Querschnitt durch den Scheitel nach i-k (Fig. 5)

Fig. 7 Kämpferstück des Hallenbinders. Schnitt in der Fensteraxe

Fig. 8 Kämpferstück Schnitt in der Binderaxe

Lith. Anst. v J G Fritzsche, Leipzig







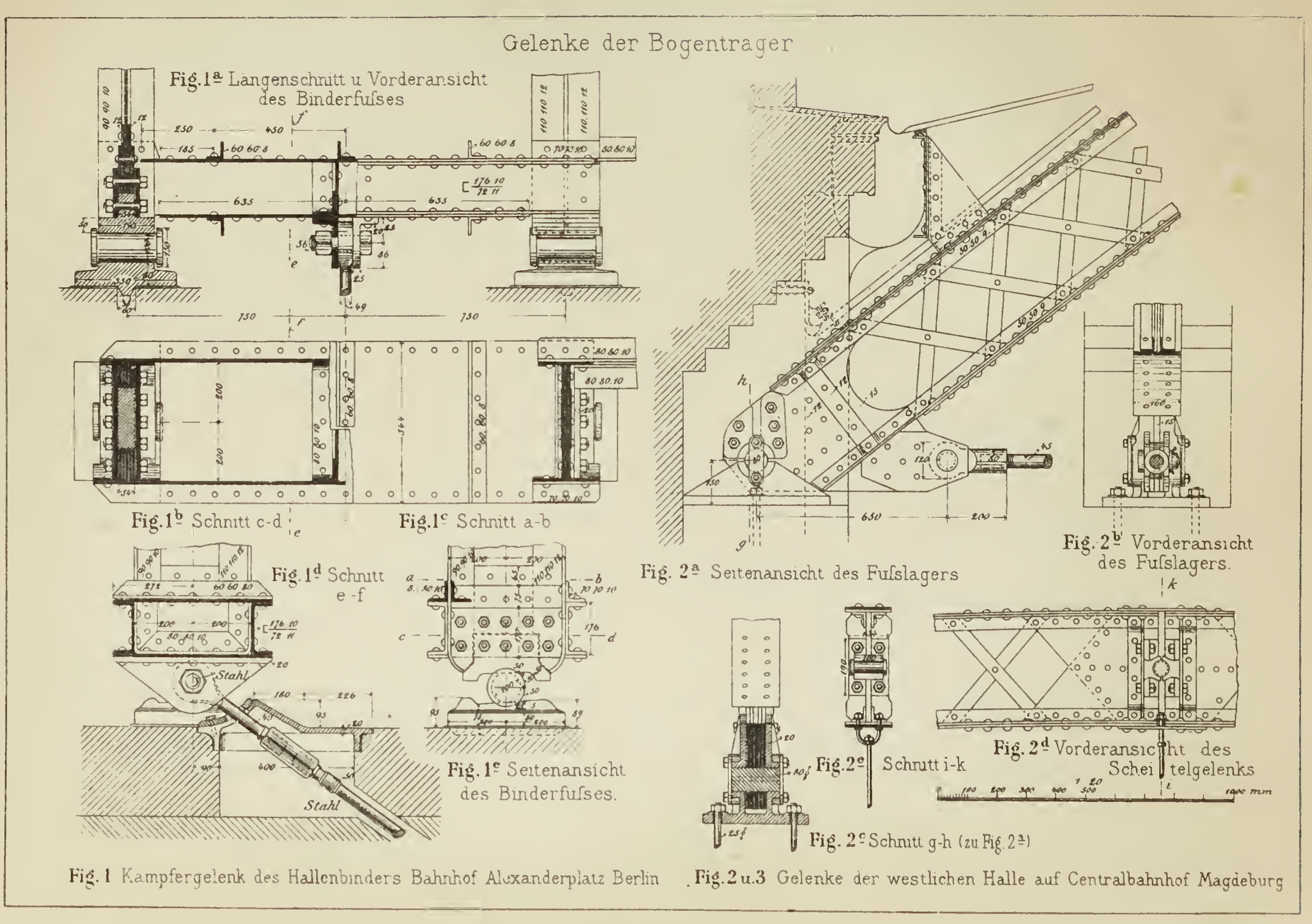
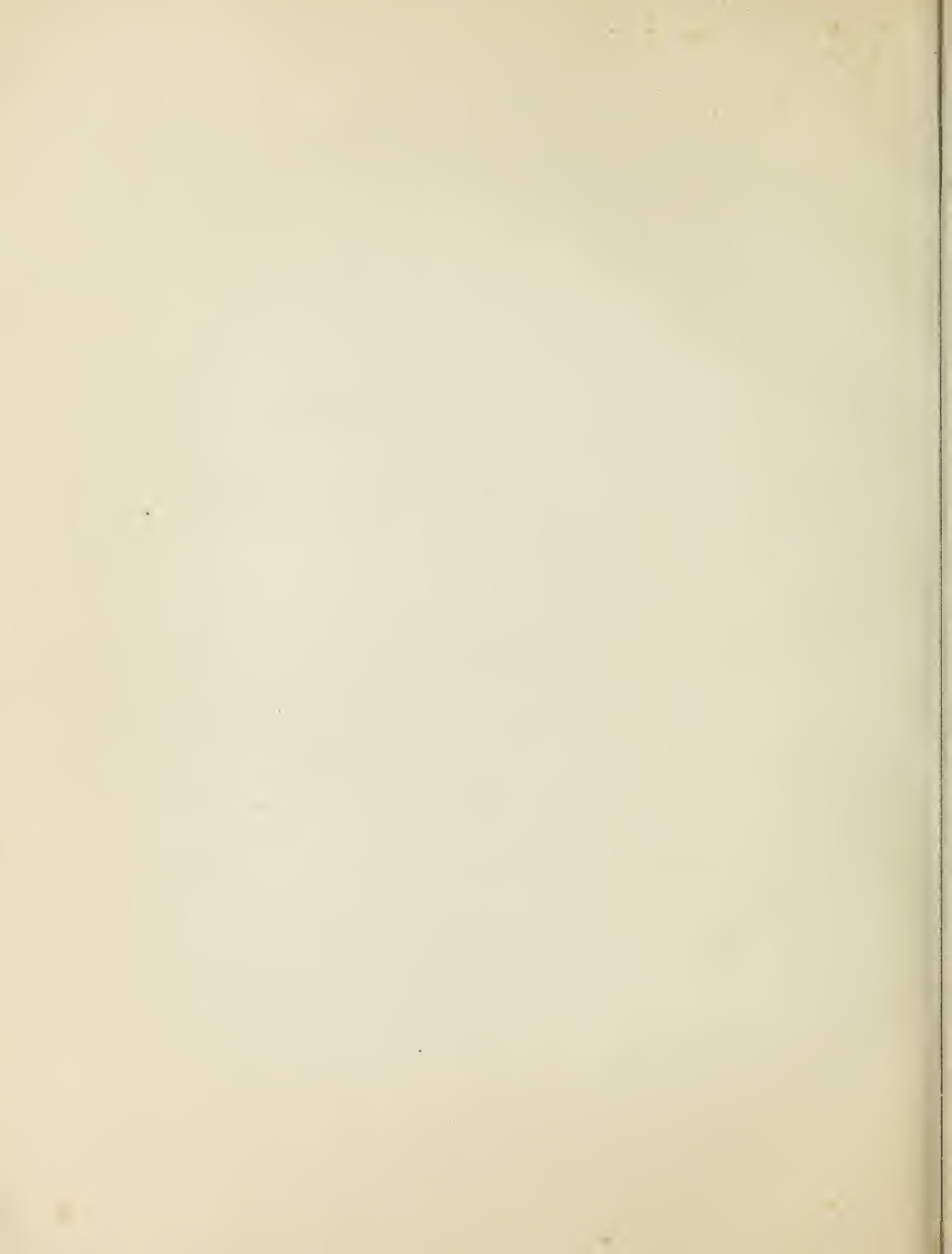


Fig. 1 Kampfergelenk des Hallenbinders Bahnhof Alexanderplatz Berlin. Fig. 2 u. 3 Gelenke der westlichen Halle auf Centralbahnhof Magdeburg

Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche Leipzig







Taf. 33.

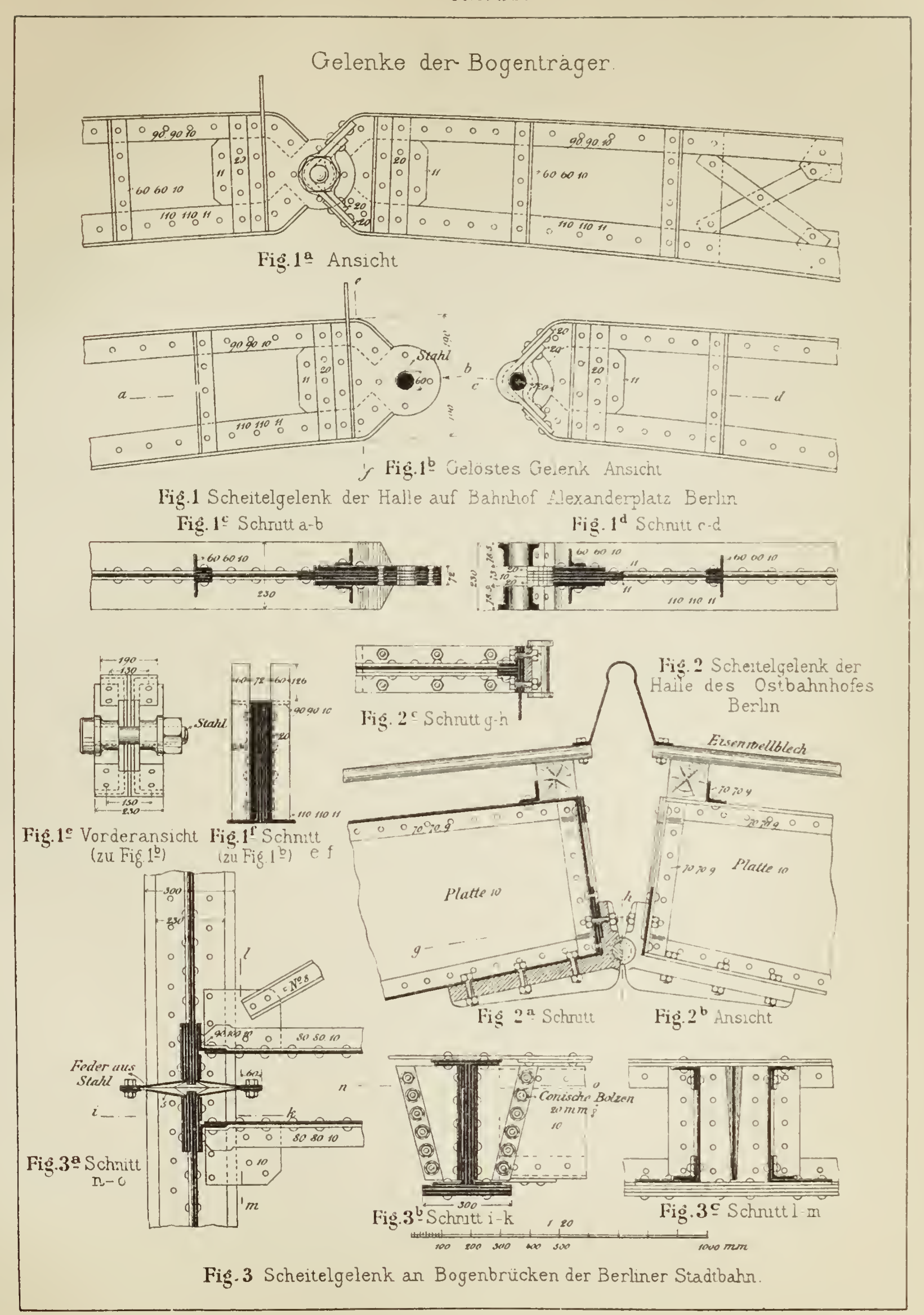


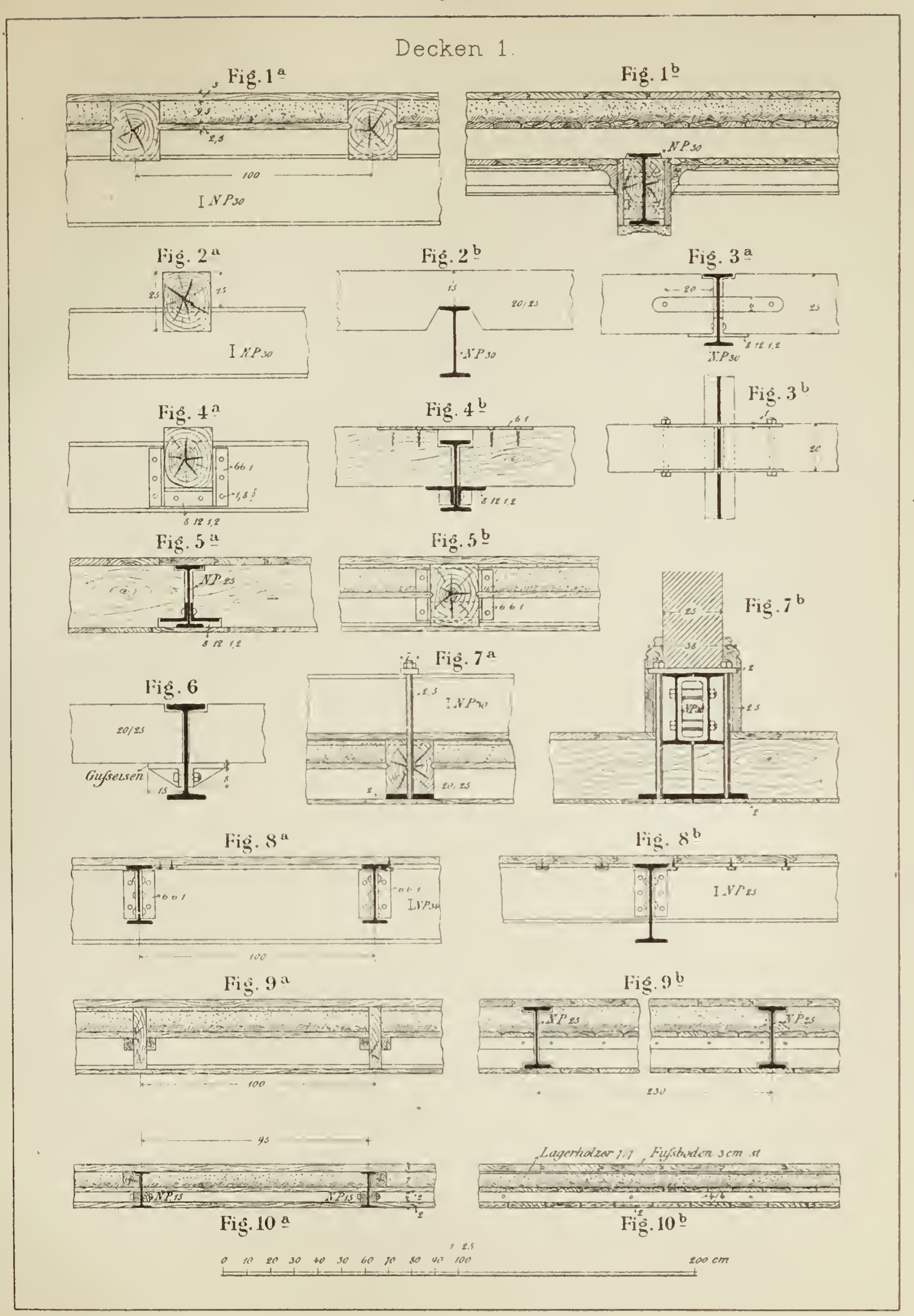
Fig. 3 Scheitelgelenk an Bogenbrücken der Berliner Stadtbahn.

Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche, Leipzig







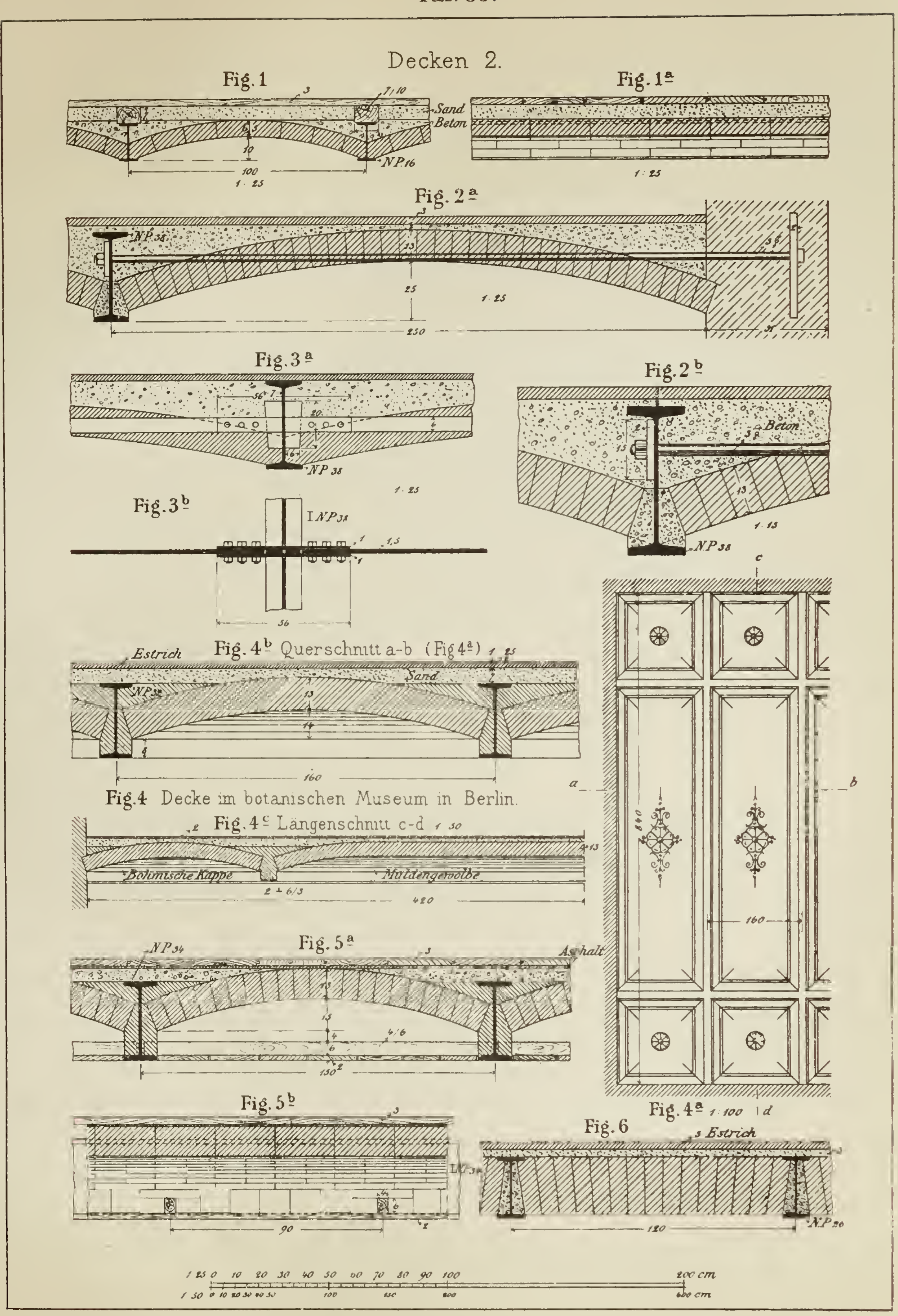


Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche Leipzig









 Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche Leipzig







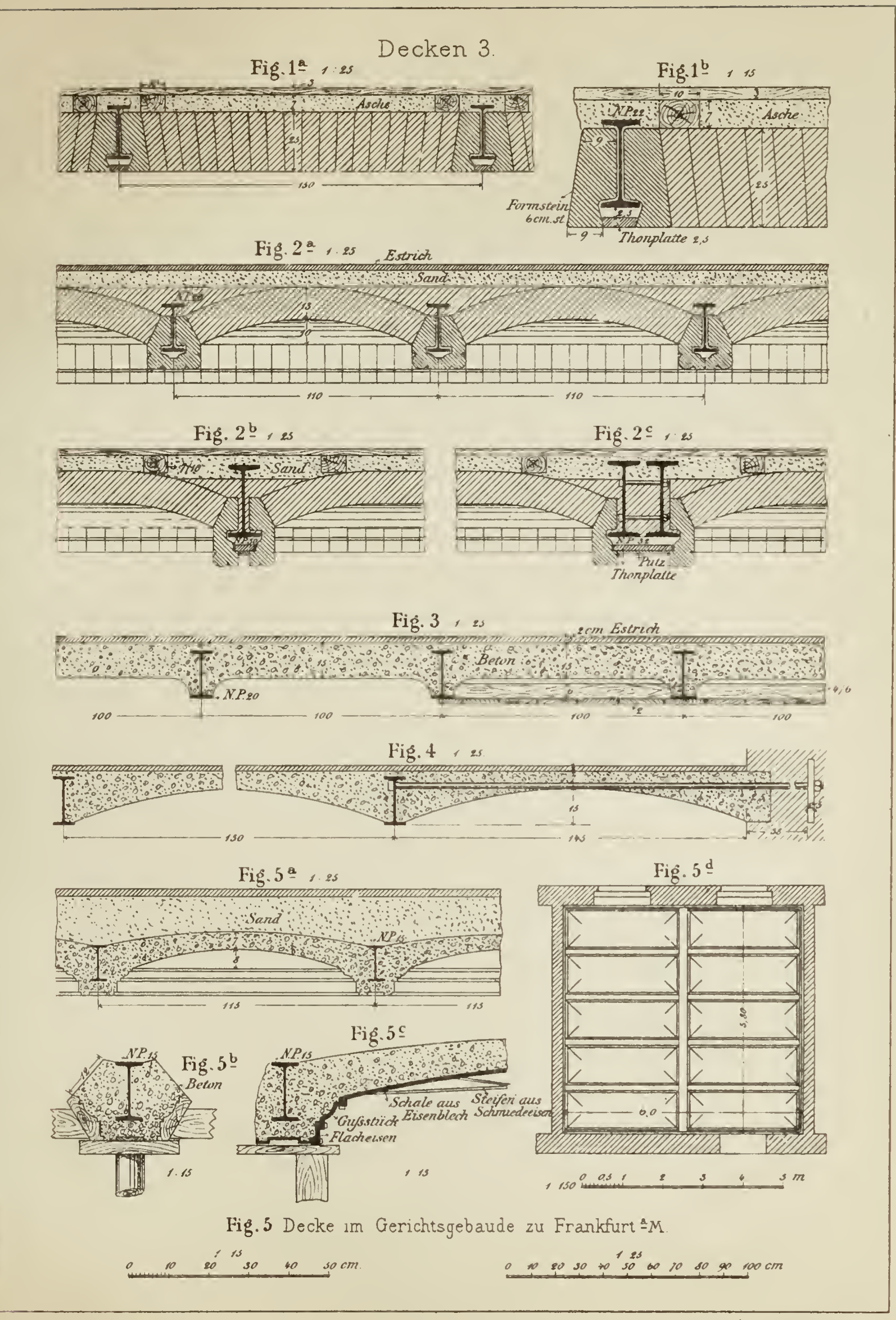


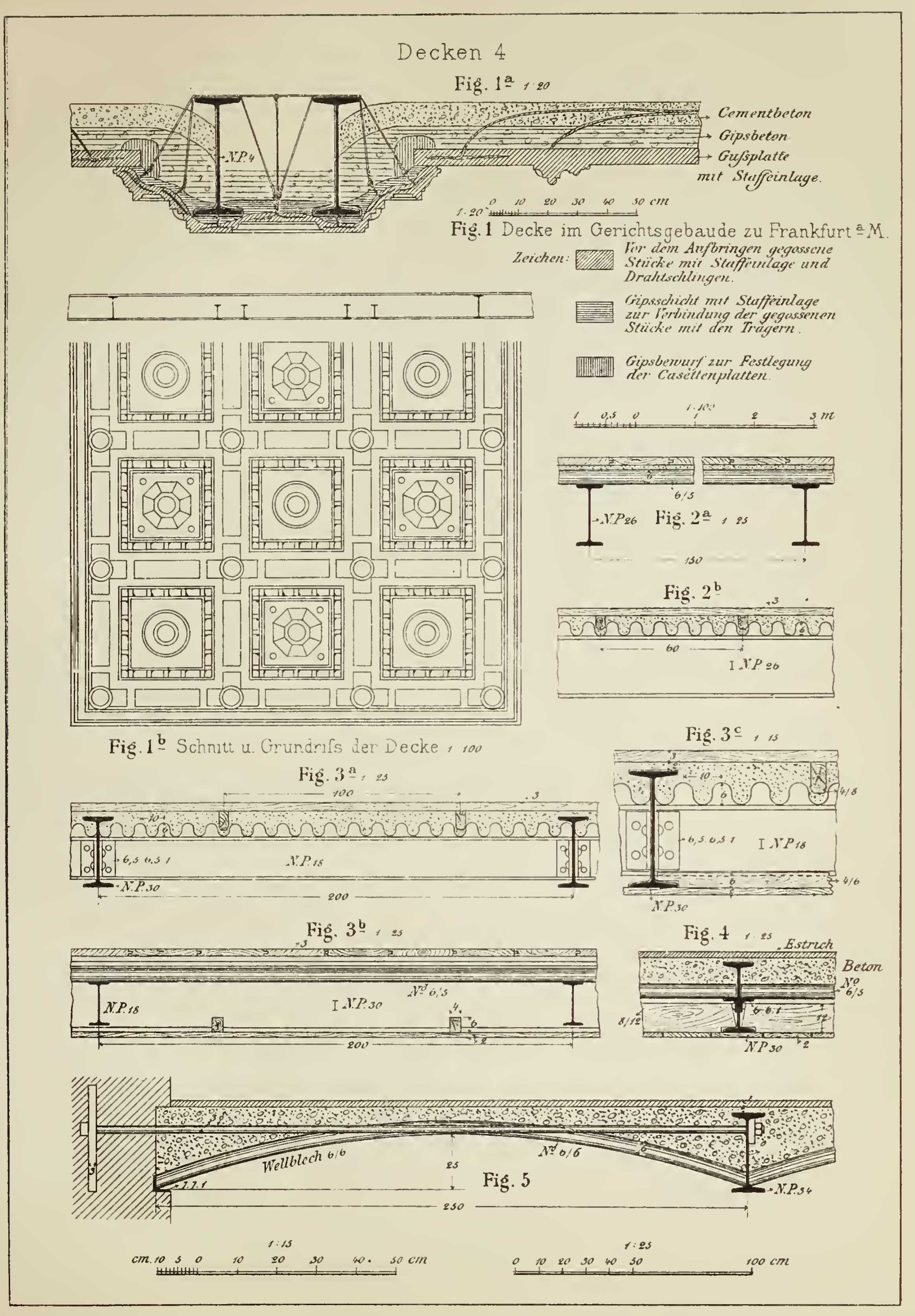
Fig. 5 Decke im Gerichtsgebaude zu Frankfurt a. M.

Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche, Leipzig









Breymann III Eisen (5. Aufl.)

Lith. Anst v J G Fritzsche, Leipzig







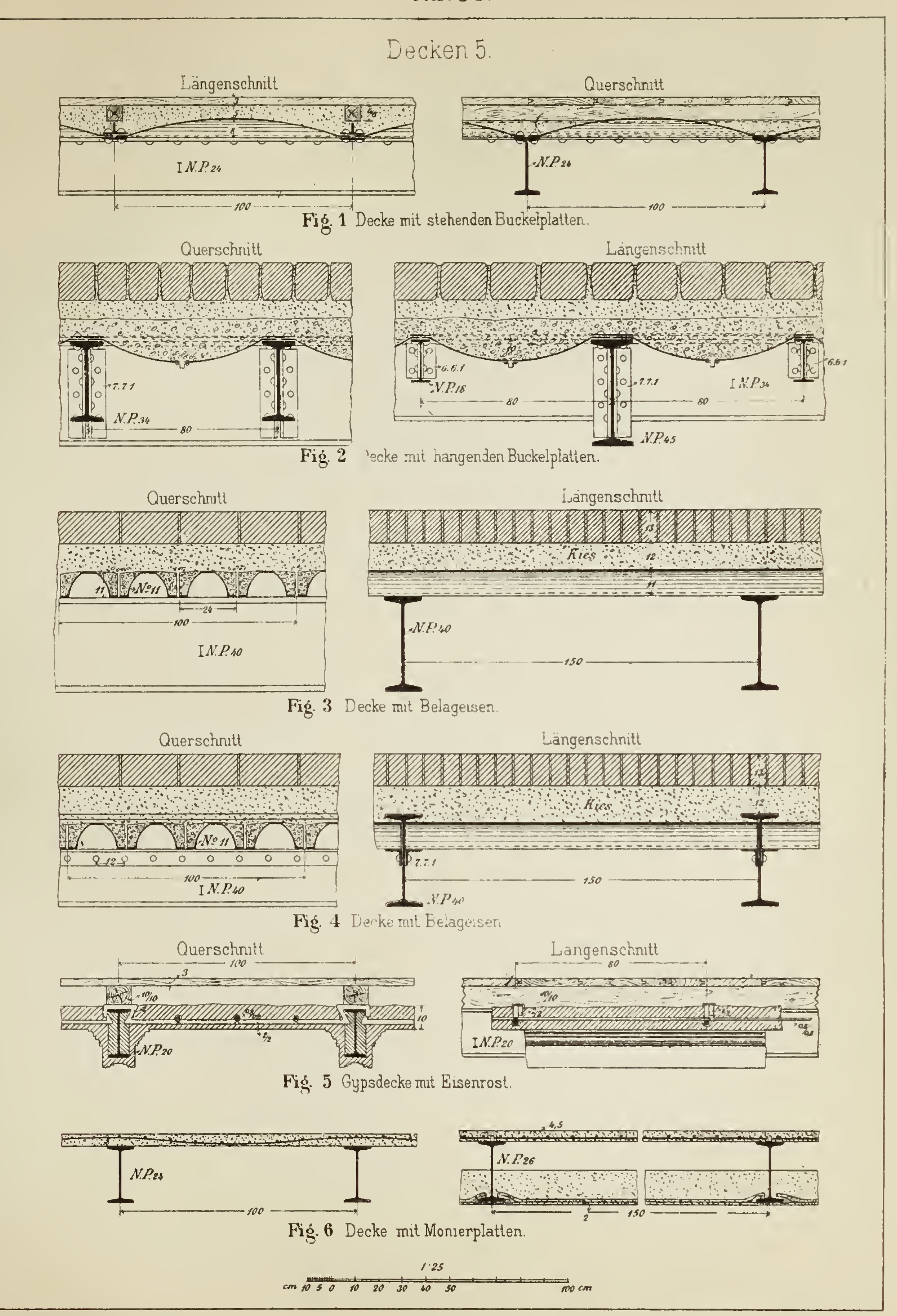


Fig. 1 Decke mit stehenden Buckelplatten.

Fig. 2 Decke mit hangenden Buckelplatten.

Fig. 3 Decke mit Belageisen.

Fig. 4 Decke mit Belageisen.

Fig. 5 Gypsdecke mit Eisenrost.

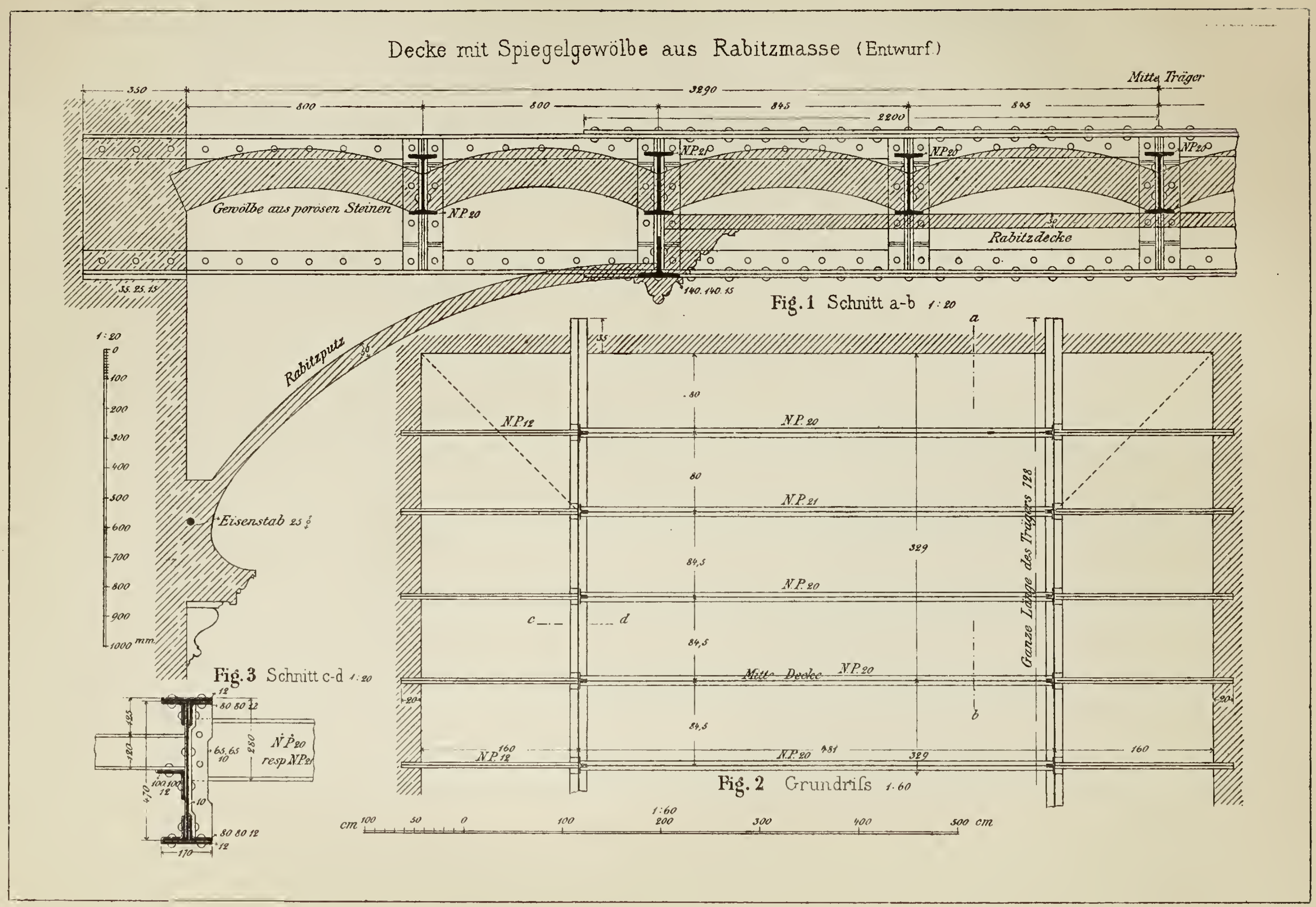
Fig. 6 Decke mit Monierplatten.

Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche Leipzig









Lith. Anst. v. J. G Fritzsche, Leipzig.

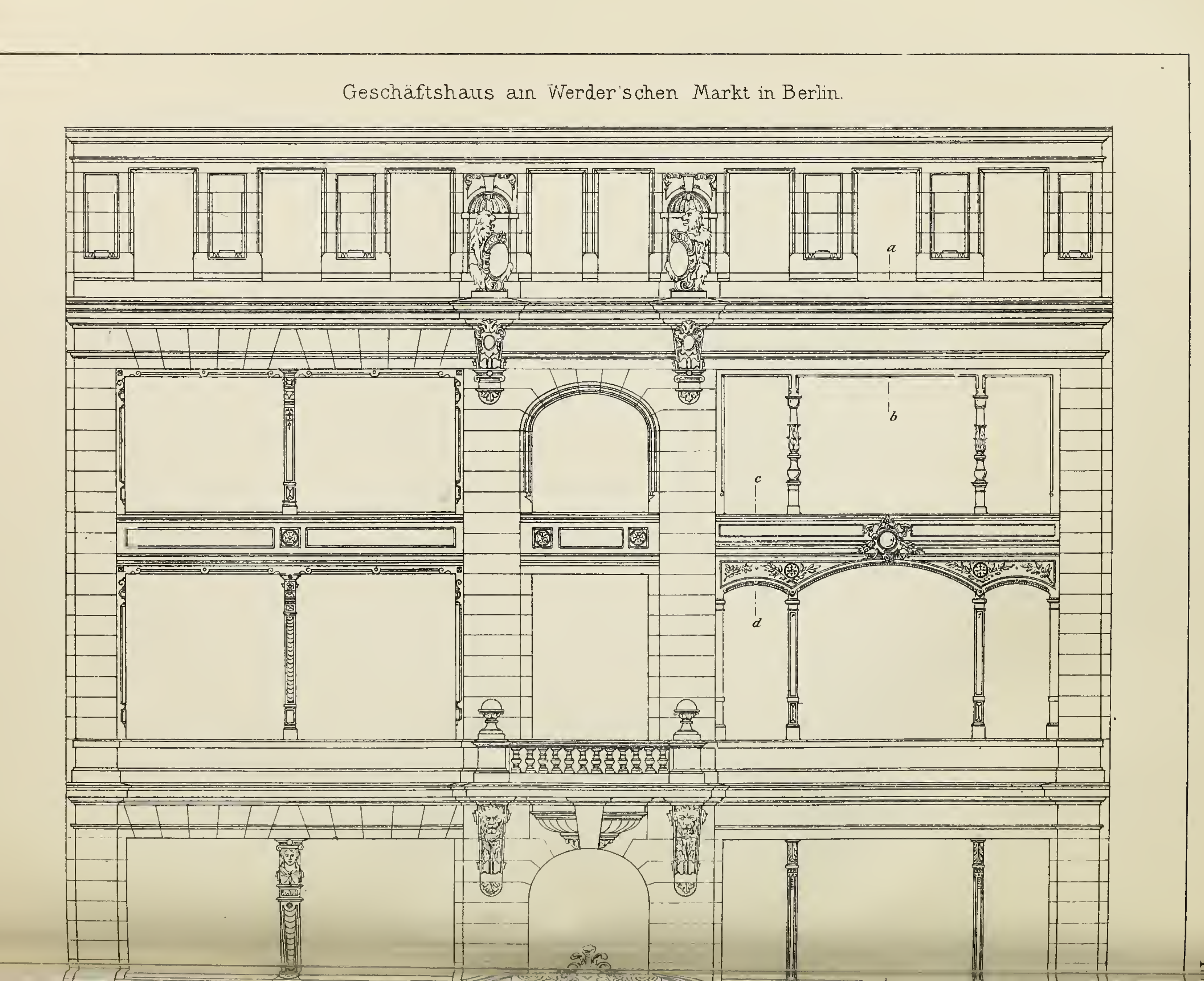


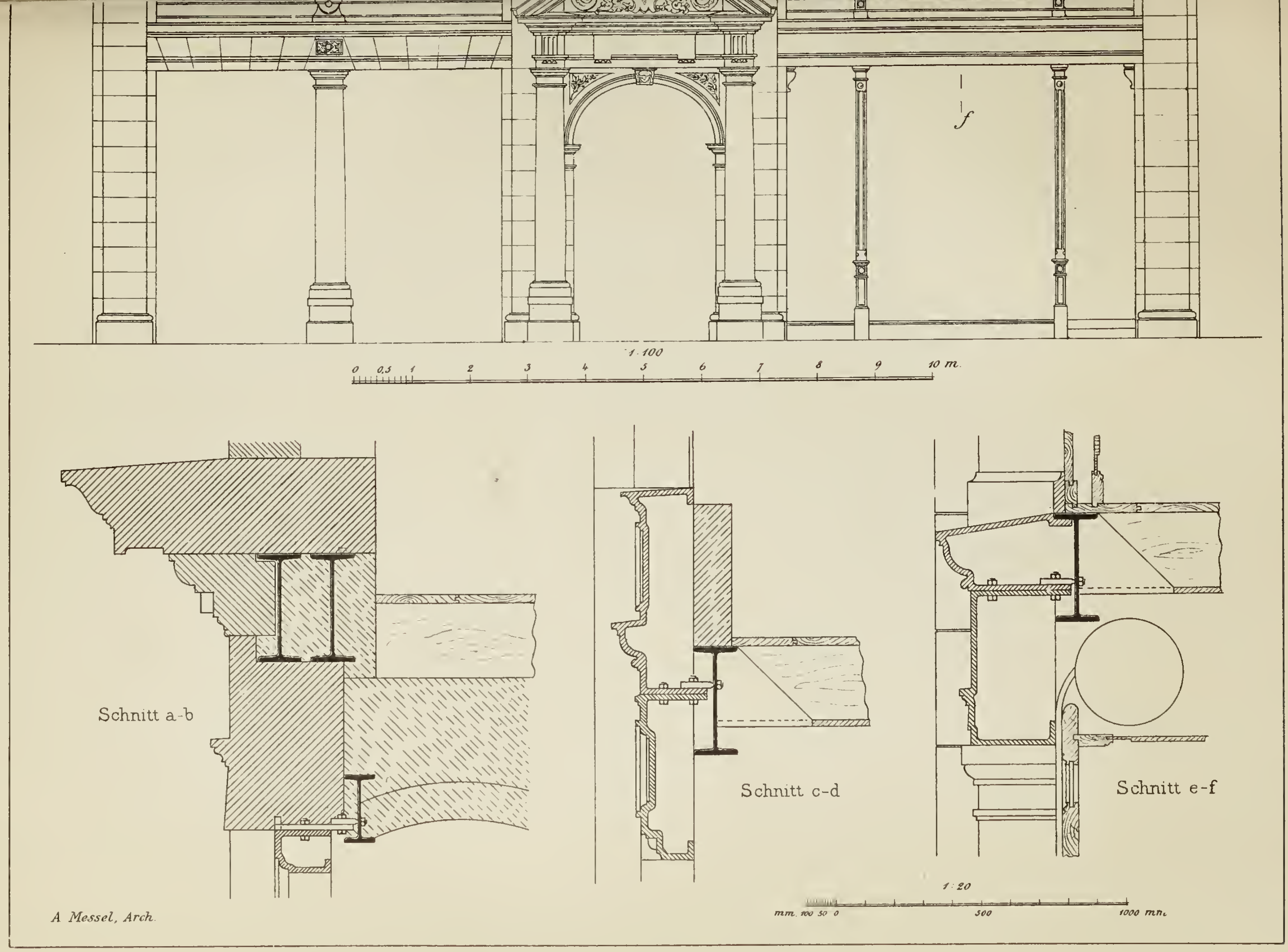






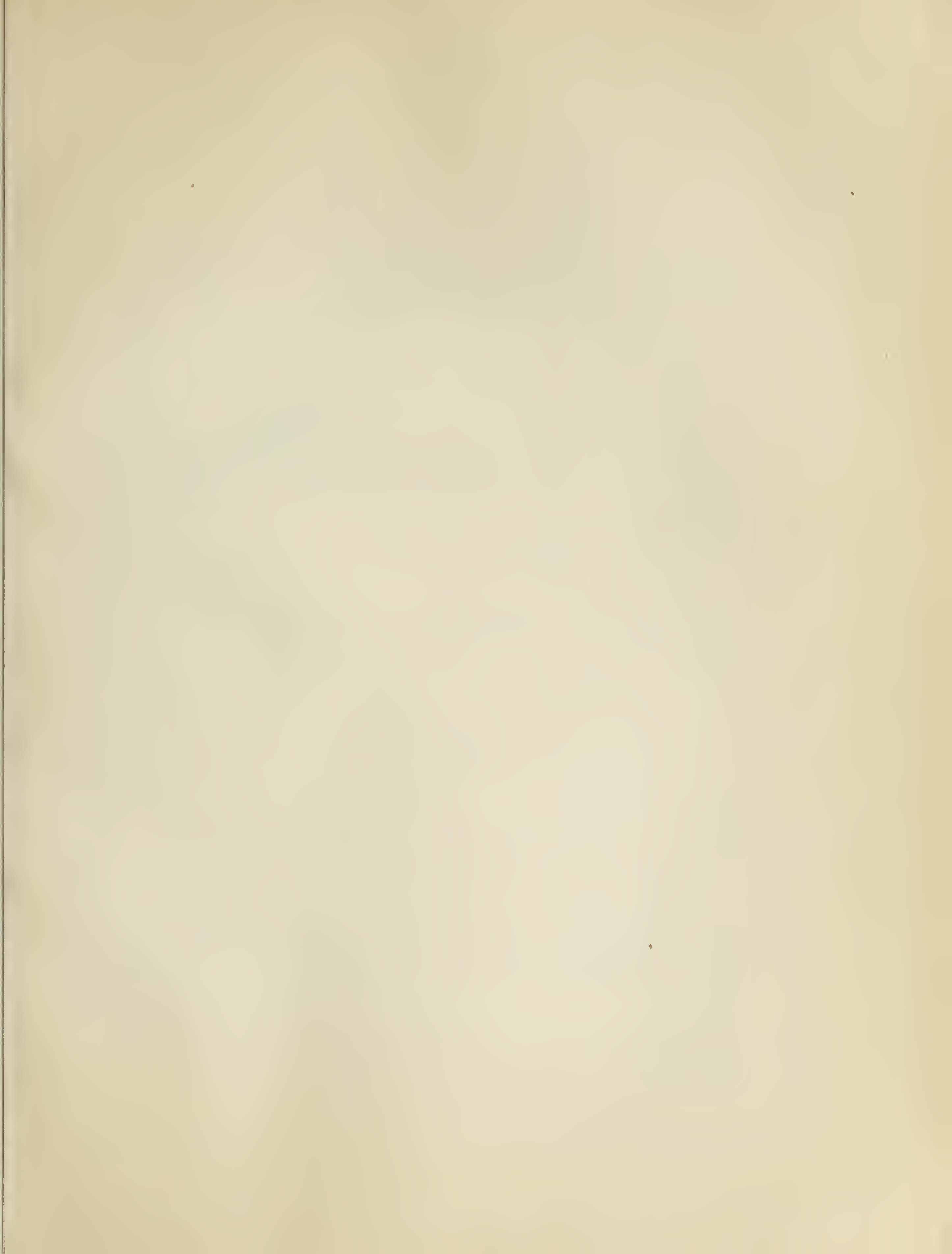
Geschäftshaus am Werder'schen Markt in Berlin.



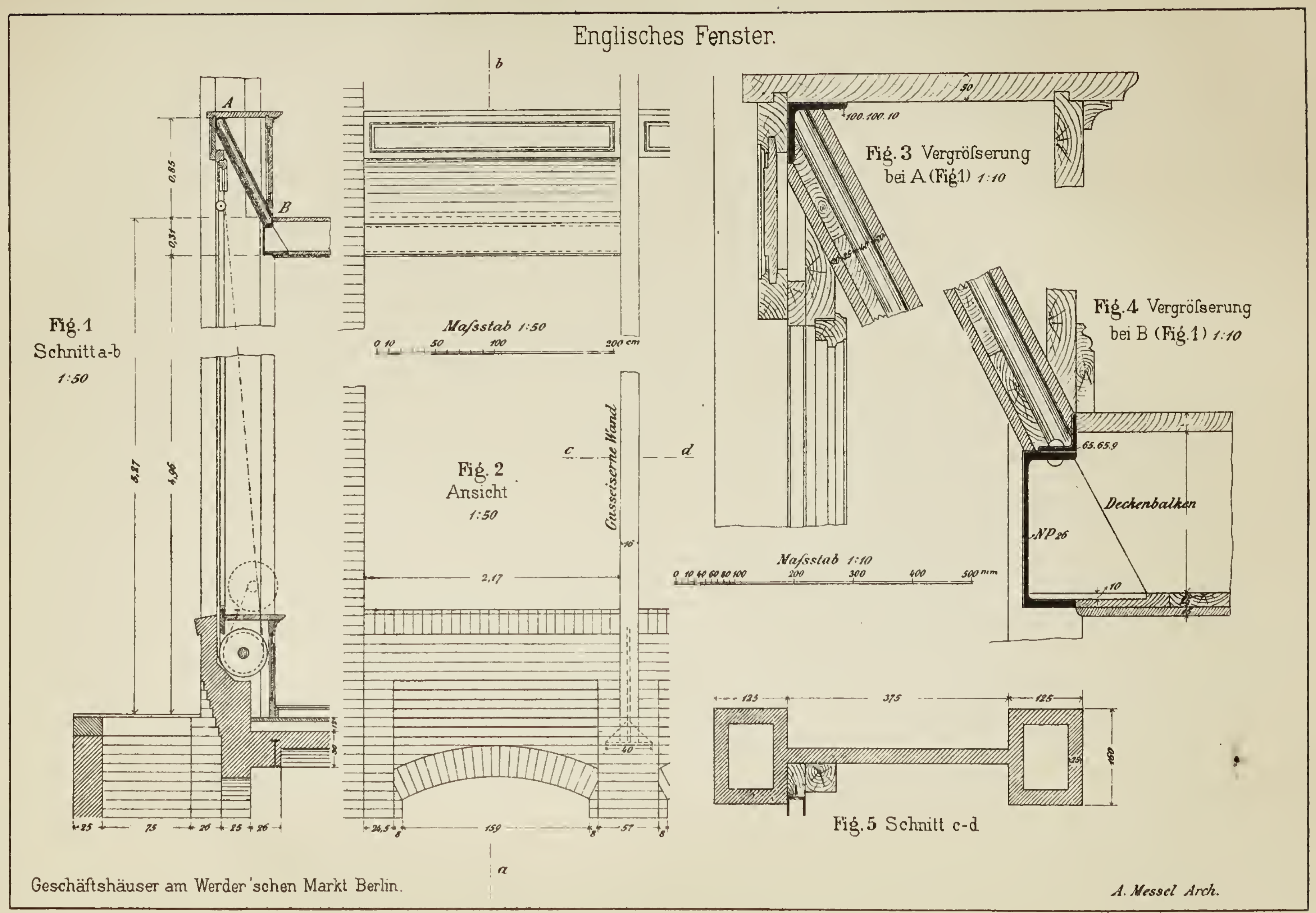


Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche, Leipzig.







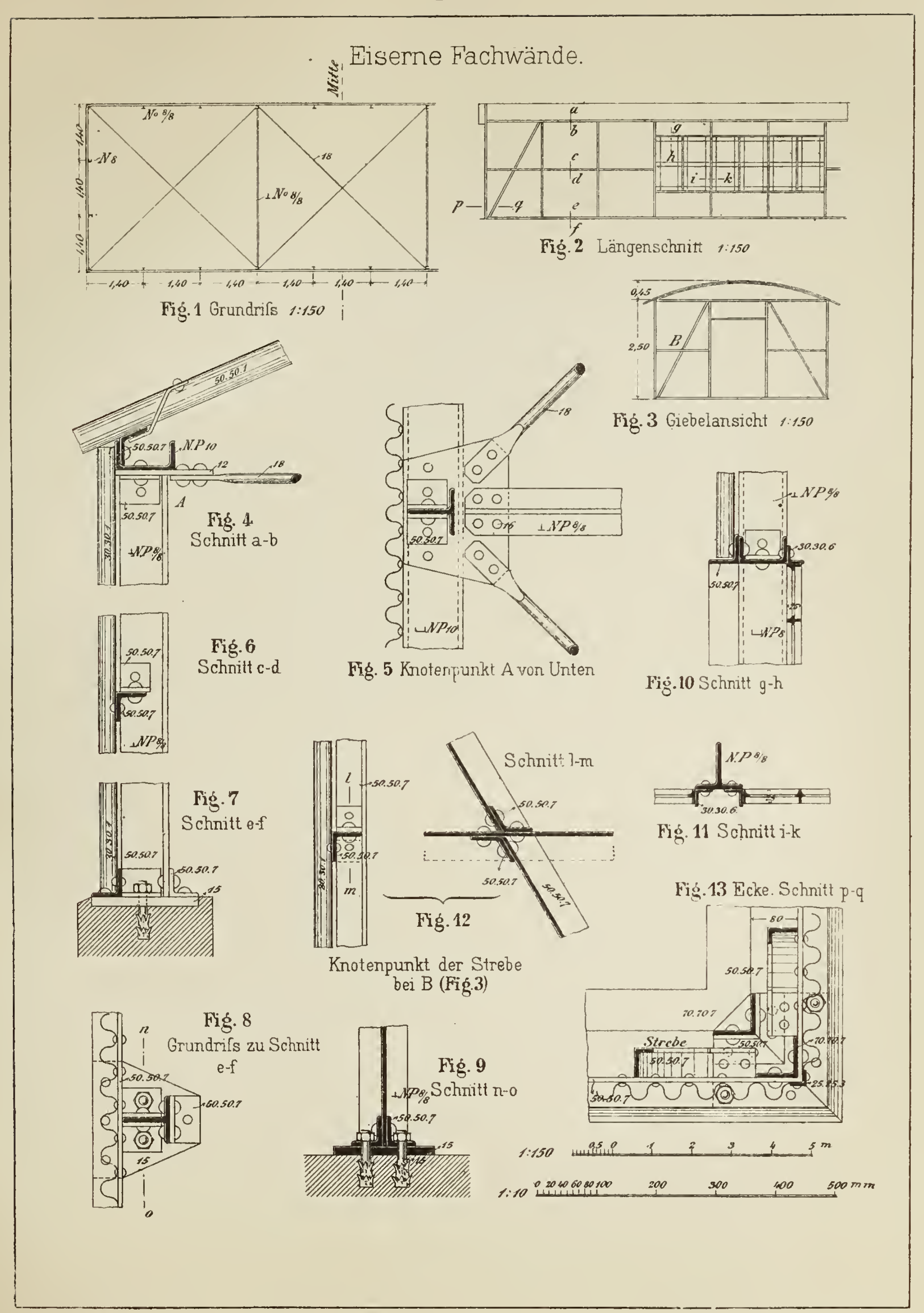


Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche, Leipzig.







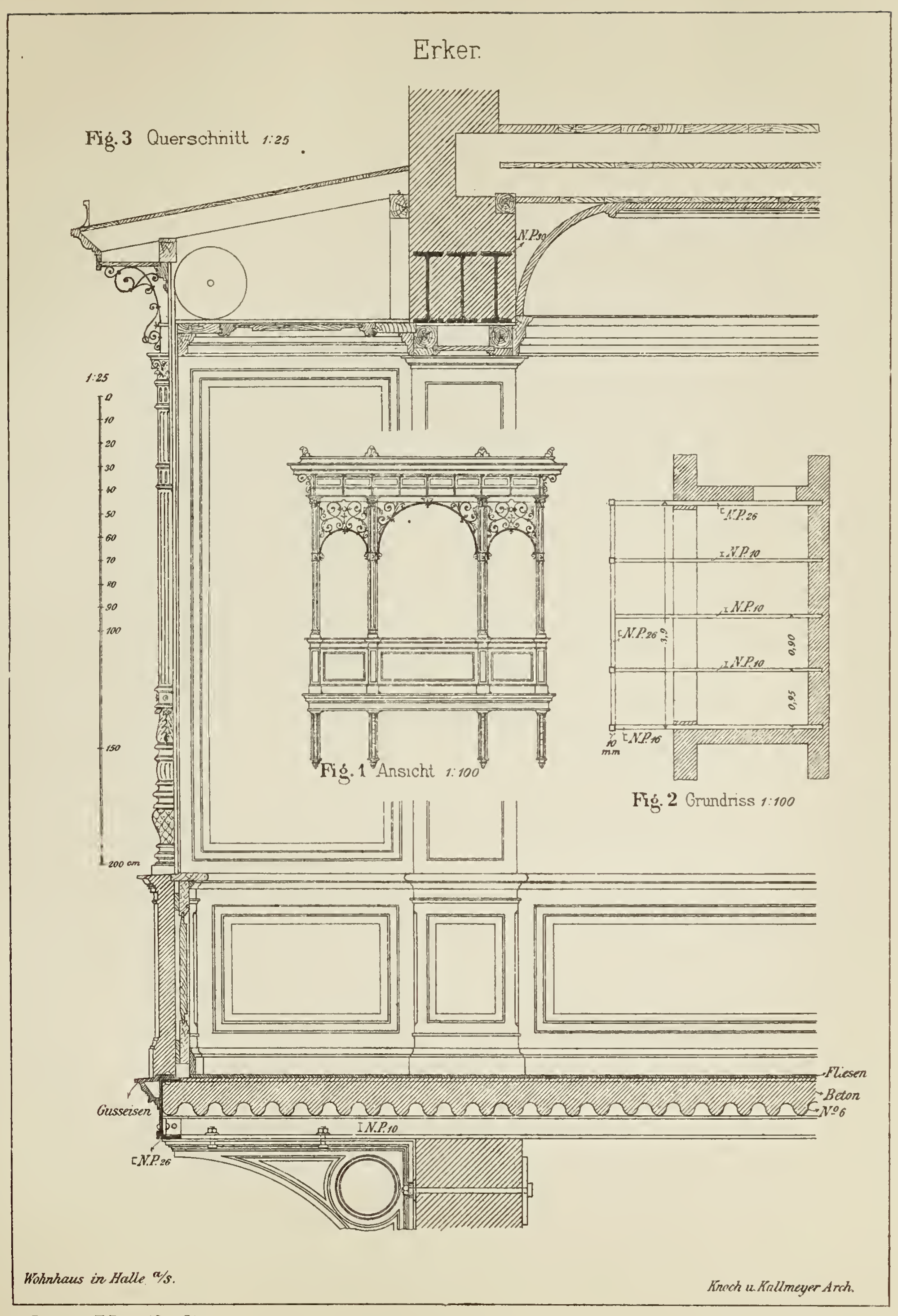


Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche, Leipzig







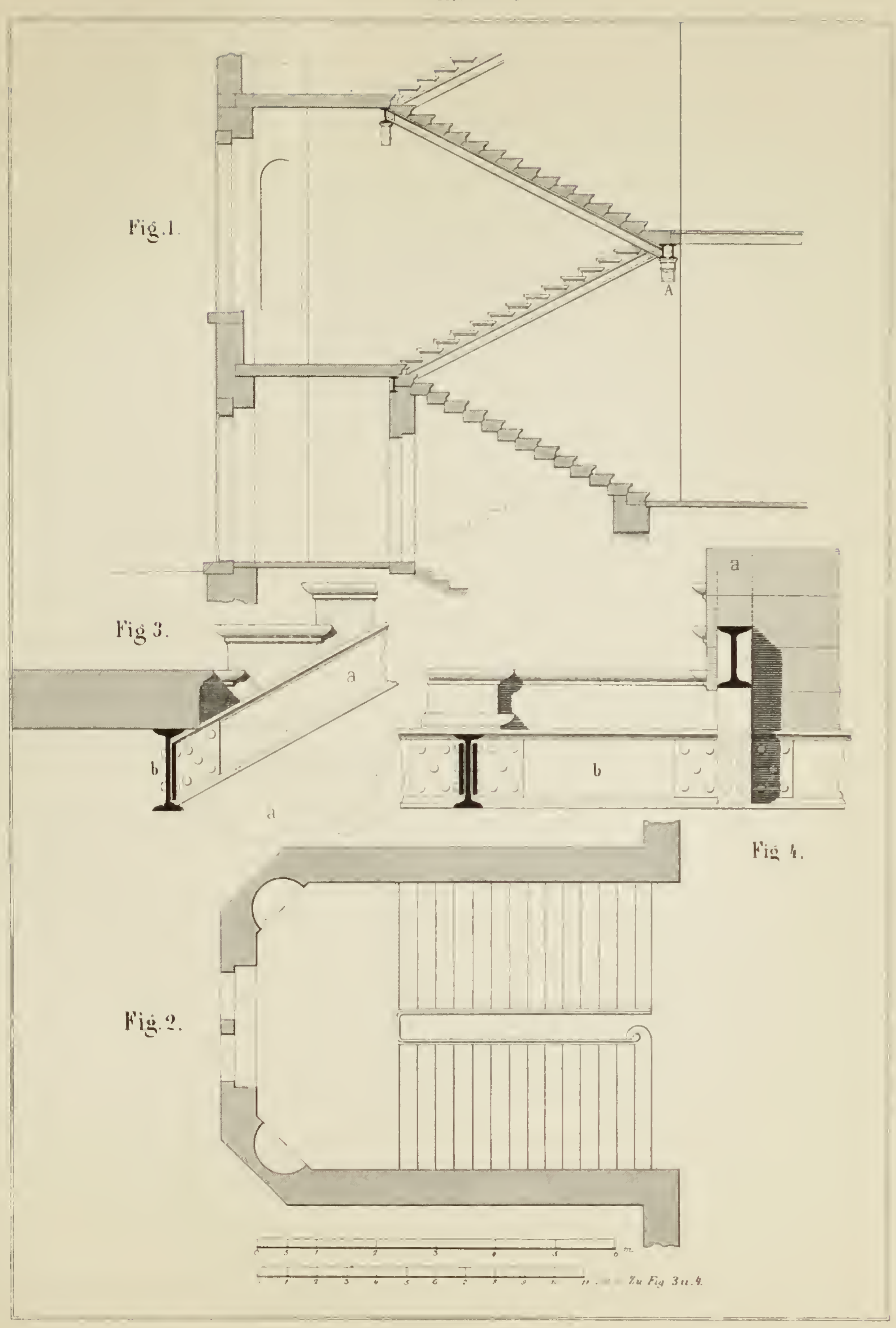


Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche, Leipzig









Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche Leipzig

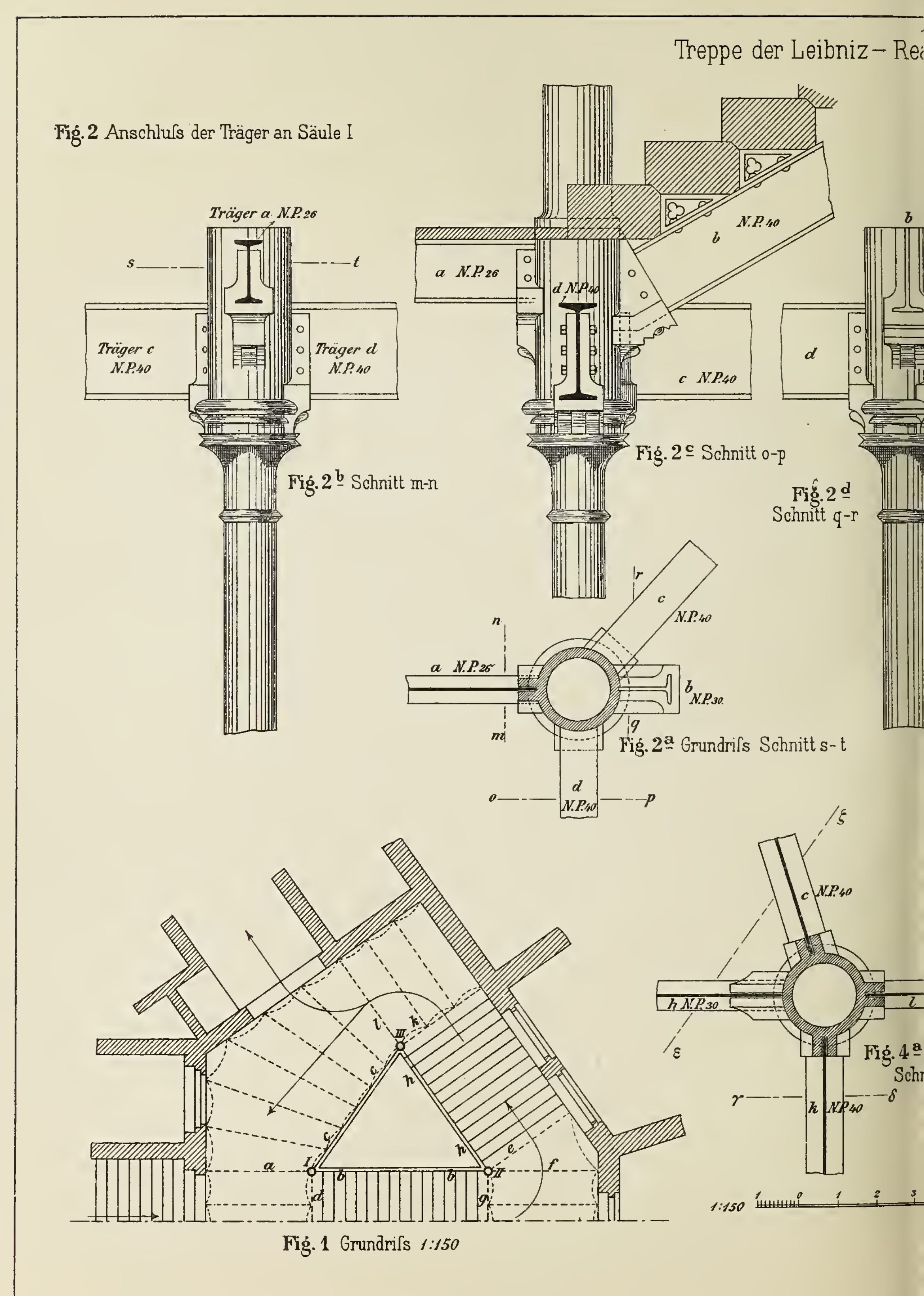








Treppe der Leibniz – Rea



ile in Hannover.

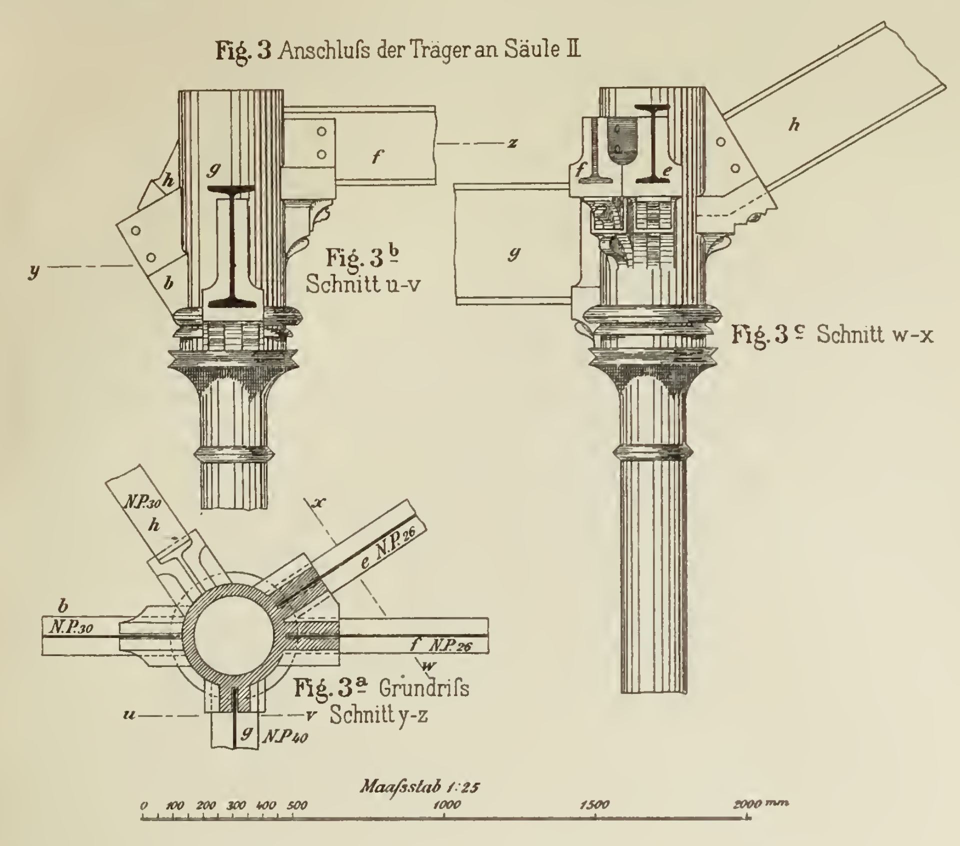


Fig. 3 Anschluſs der Träger an Säule II

Fig. 3ᵇ Schnitt u-v

Fig. 3ᶜ Schnitt w-x

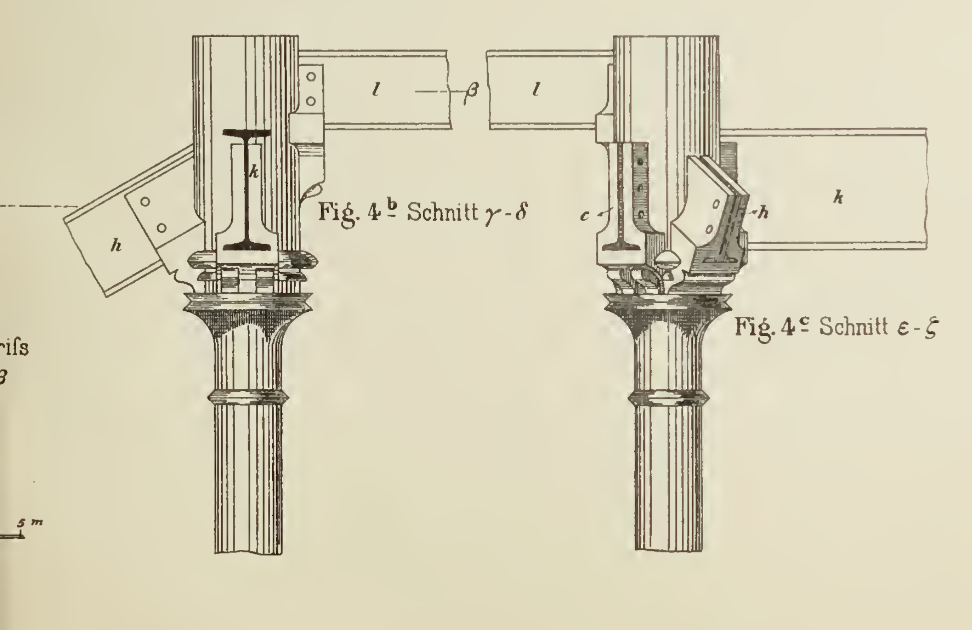


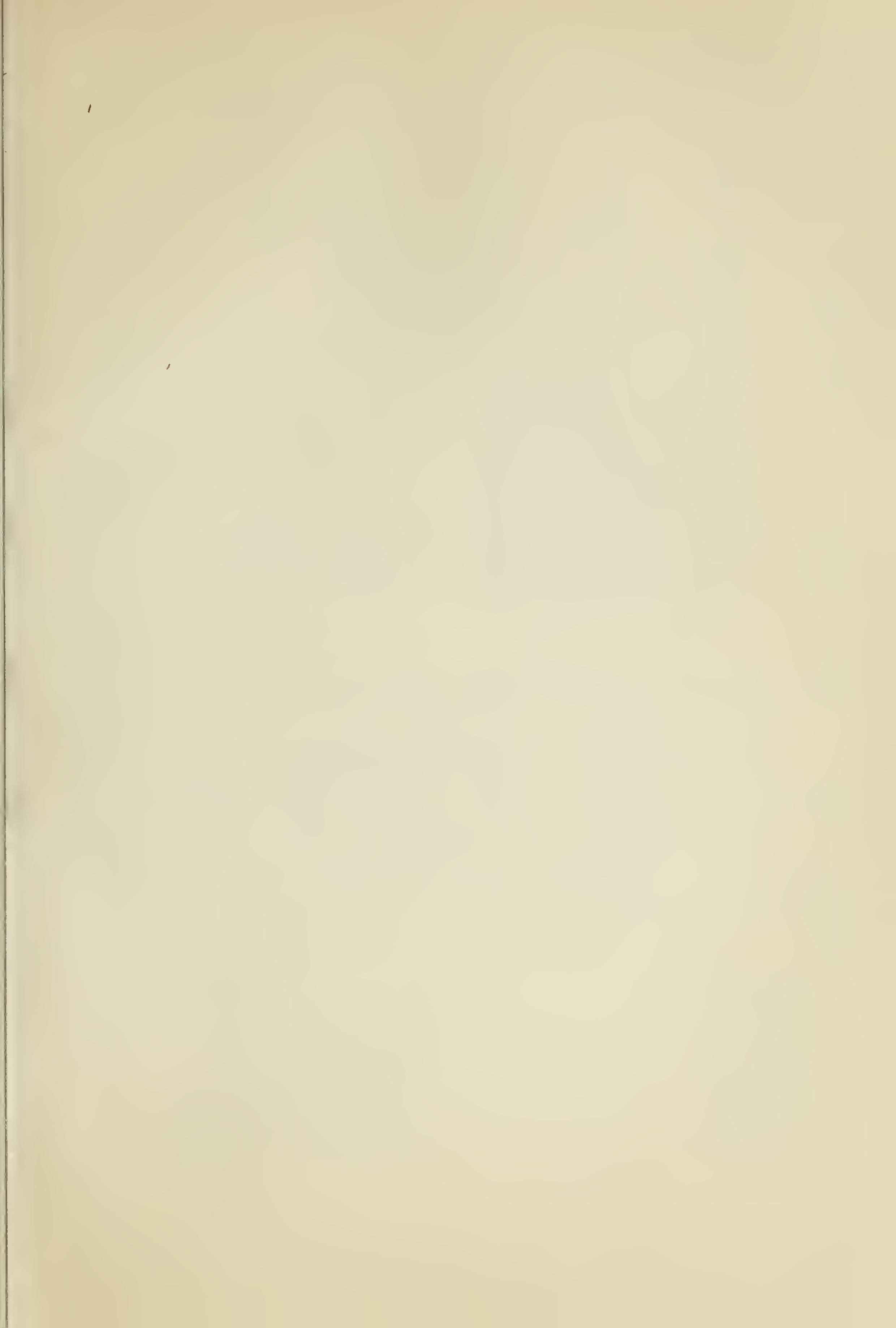
Fig. 4 Anschluſs der Träger an Säule III

Fig. 4ᵇ Schnitt γ-δ

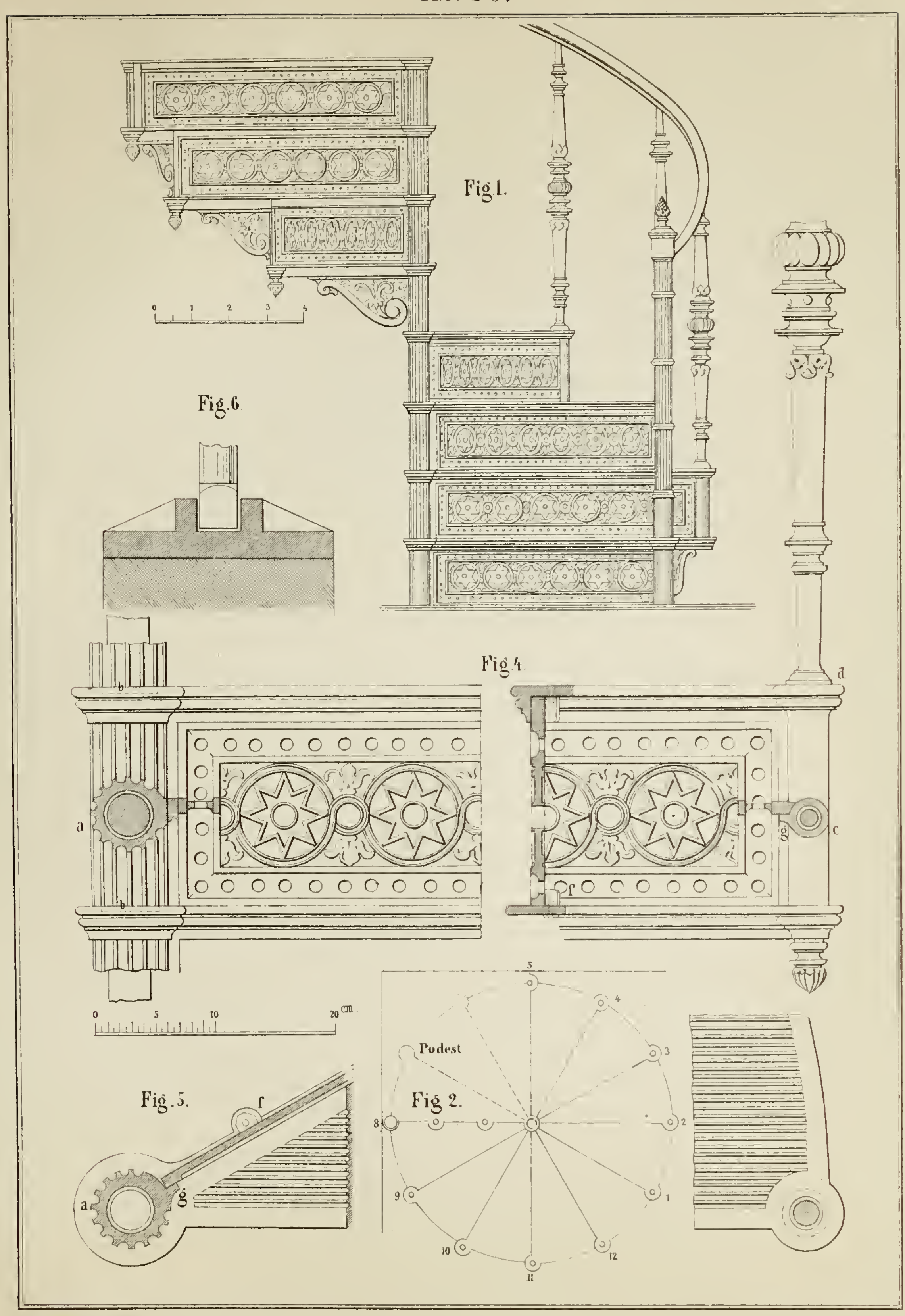
Fig. 4ᶜ Schnitt ε-ζ

Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche, Leipzig







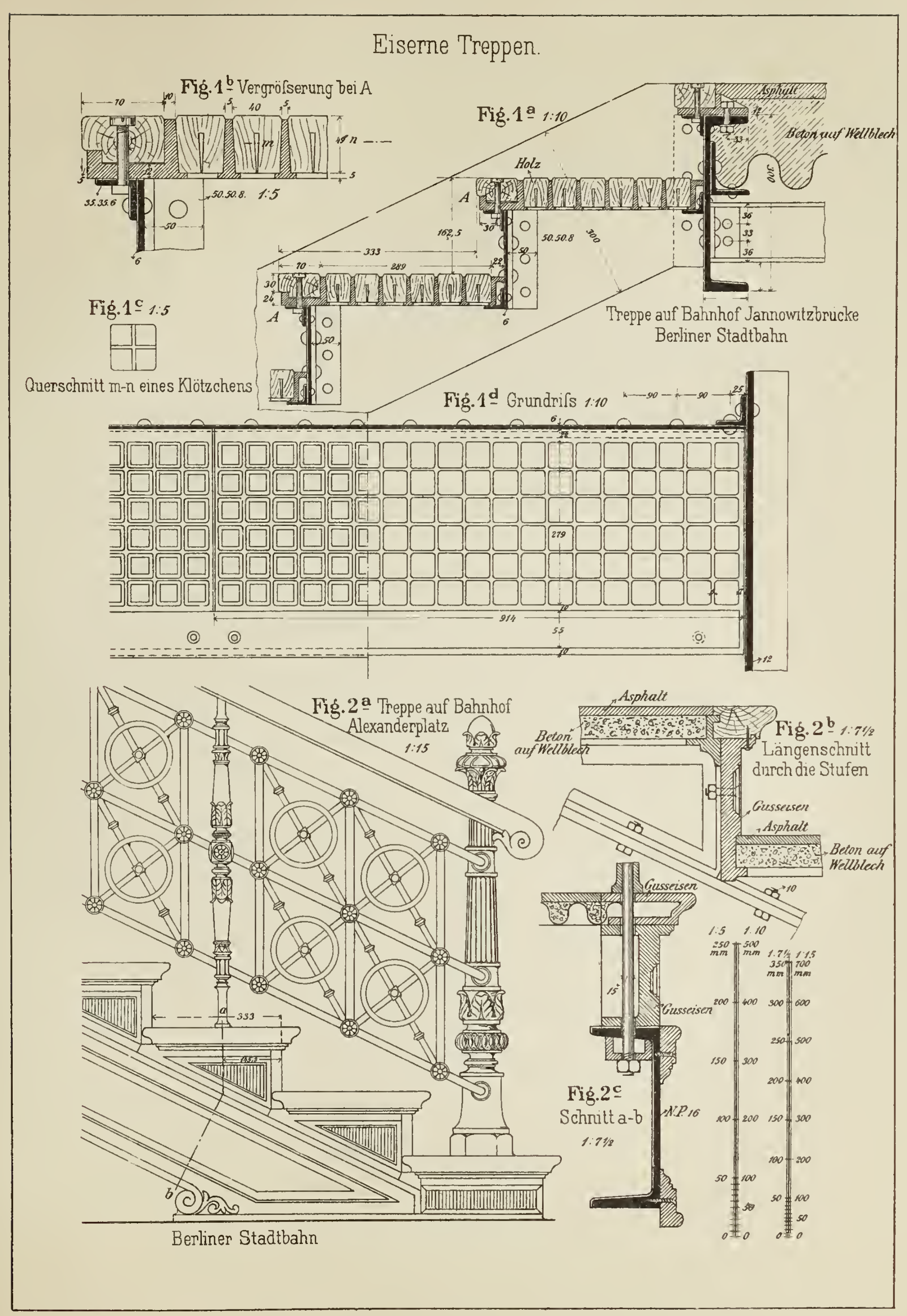


 Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche, Leipzig







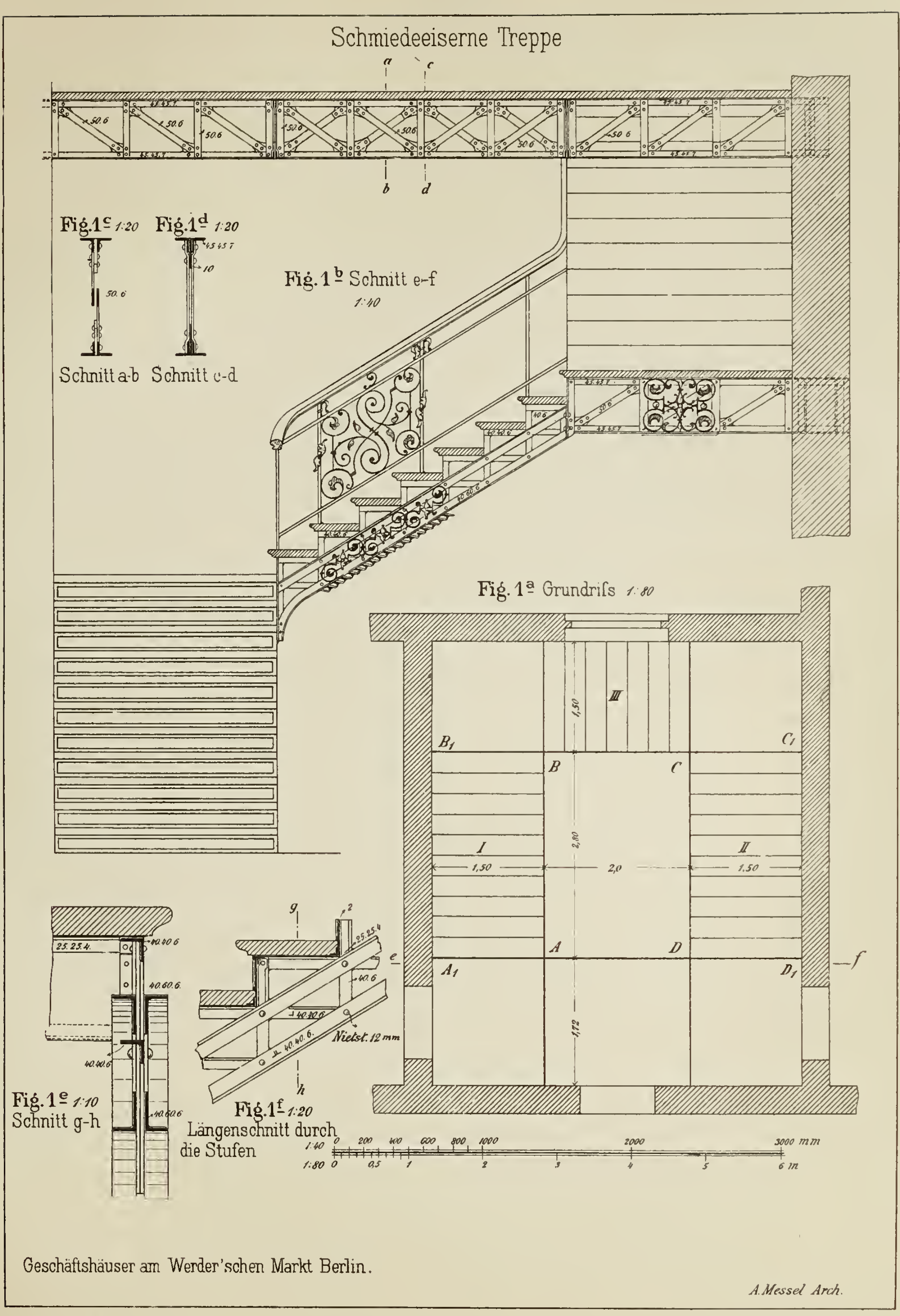


Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche, Leipzig









Geschäftshäuser am Werder'schen Markt Berlin.

A. Messel Arch.

Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche, Leipzig







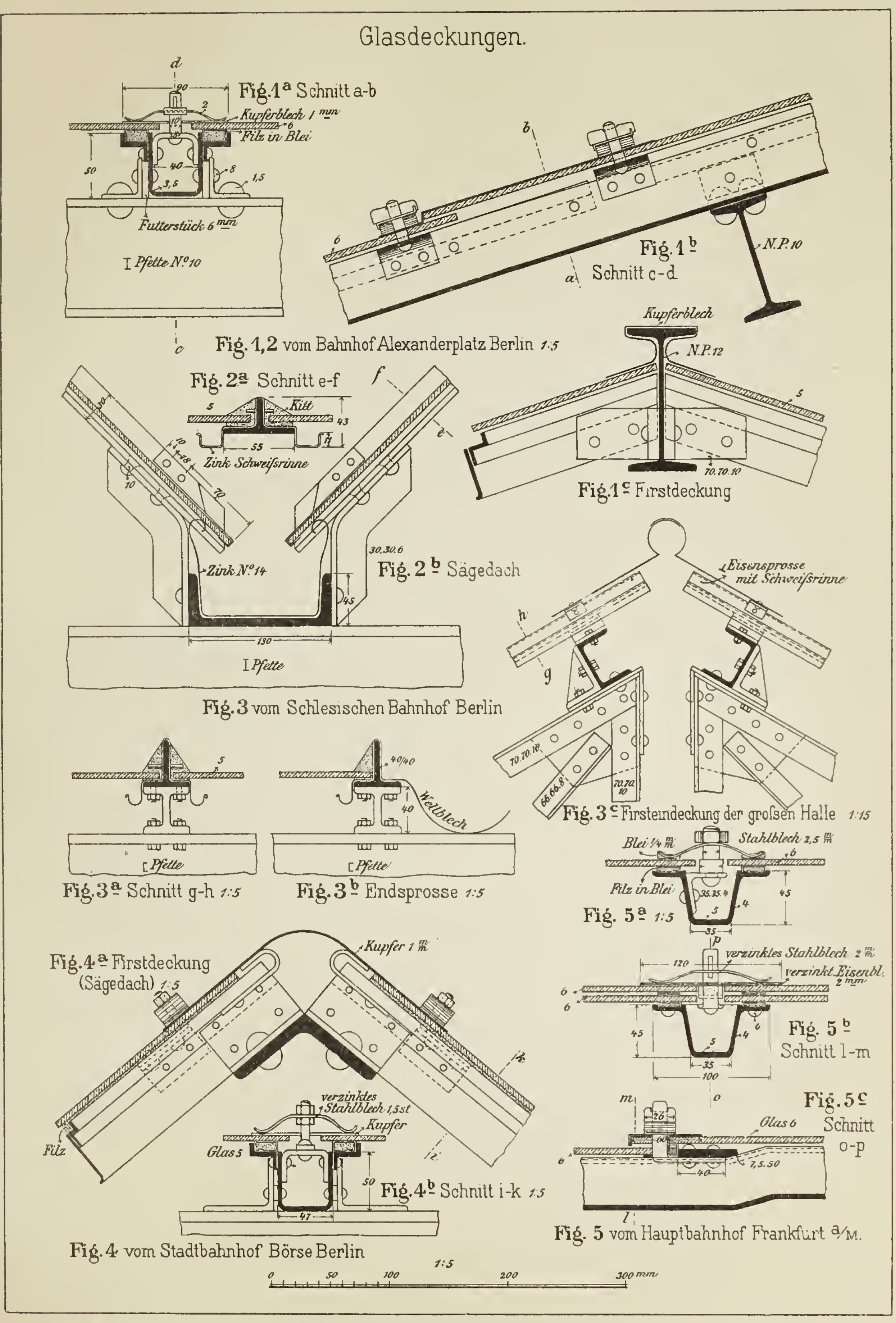


Fig. 1,2 vom Bahnhof Alexanderplatz Berlin 1:5

Fig. 3 vom Schlesischen Bahnhof Berlin

Fig. 4 vom Stadtbahnhof Börse Berlin

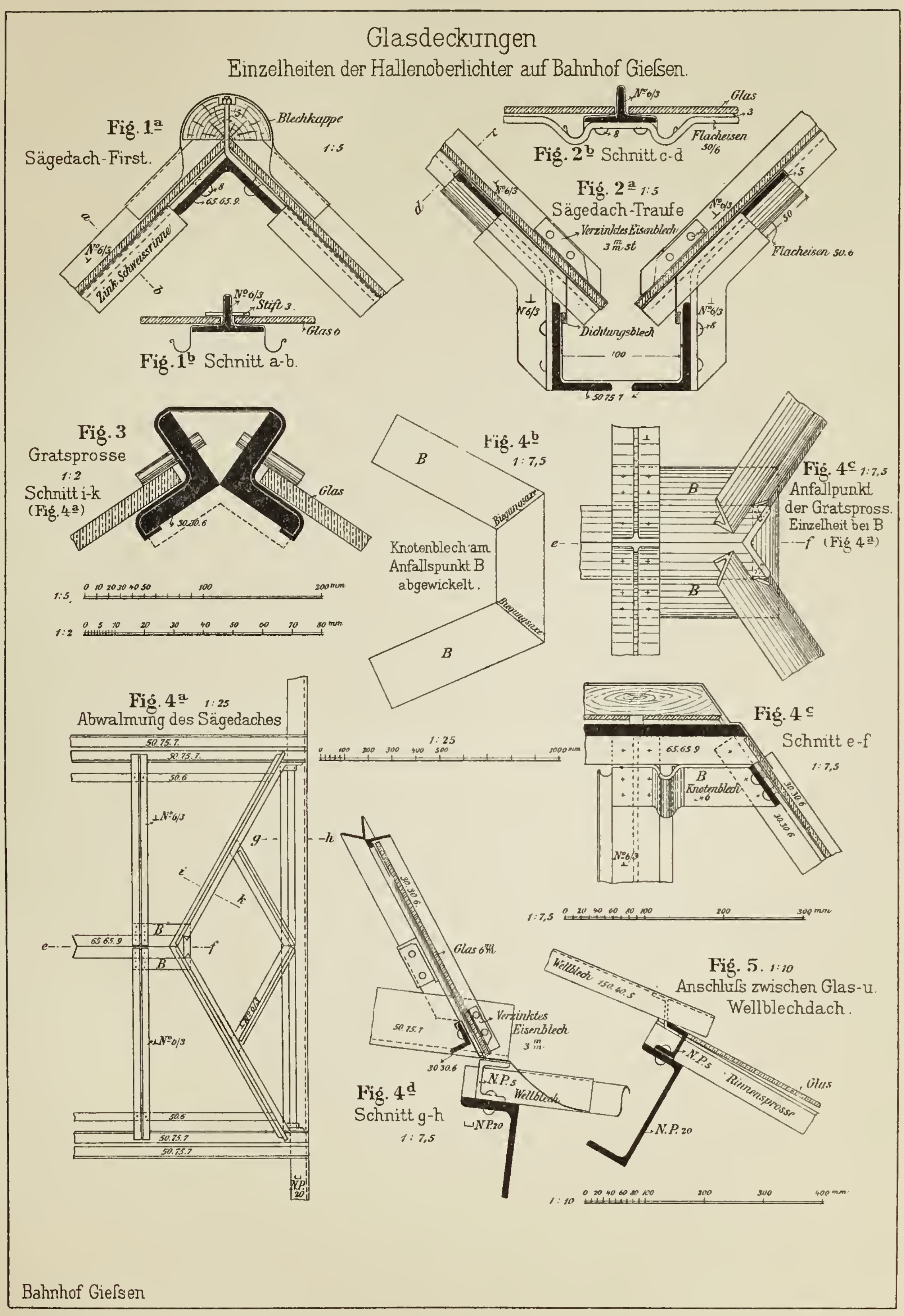
Fig. 5 vom Hauptbahnhof Frankfurt a/M.

Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche, Leipzig



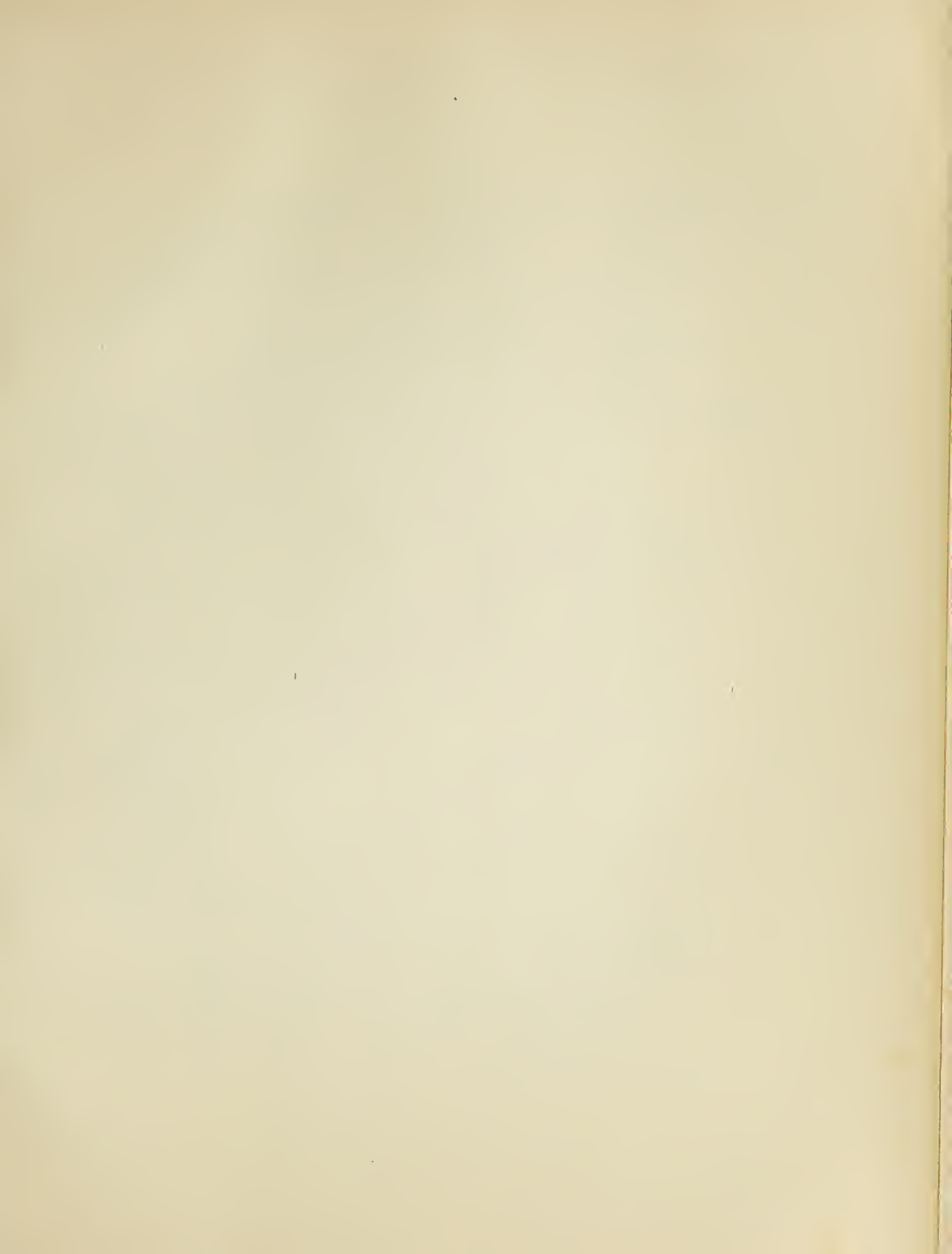




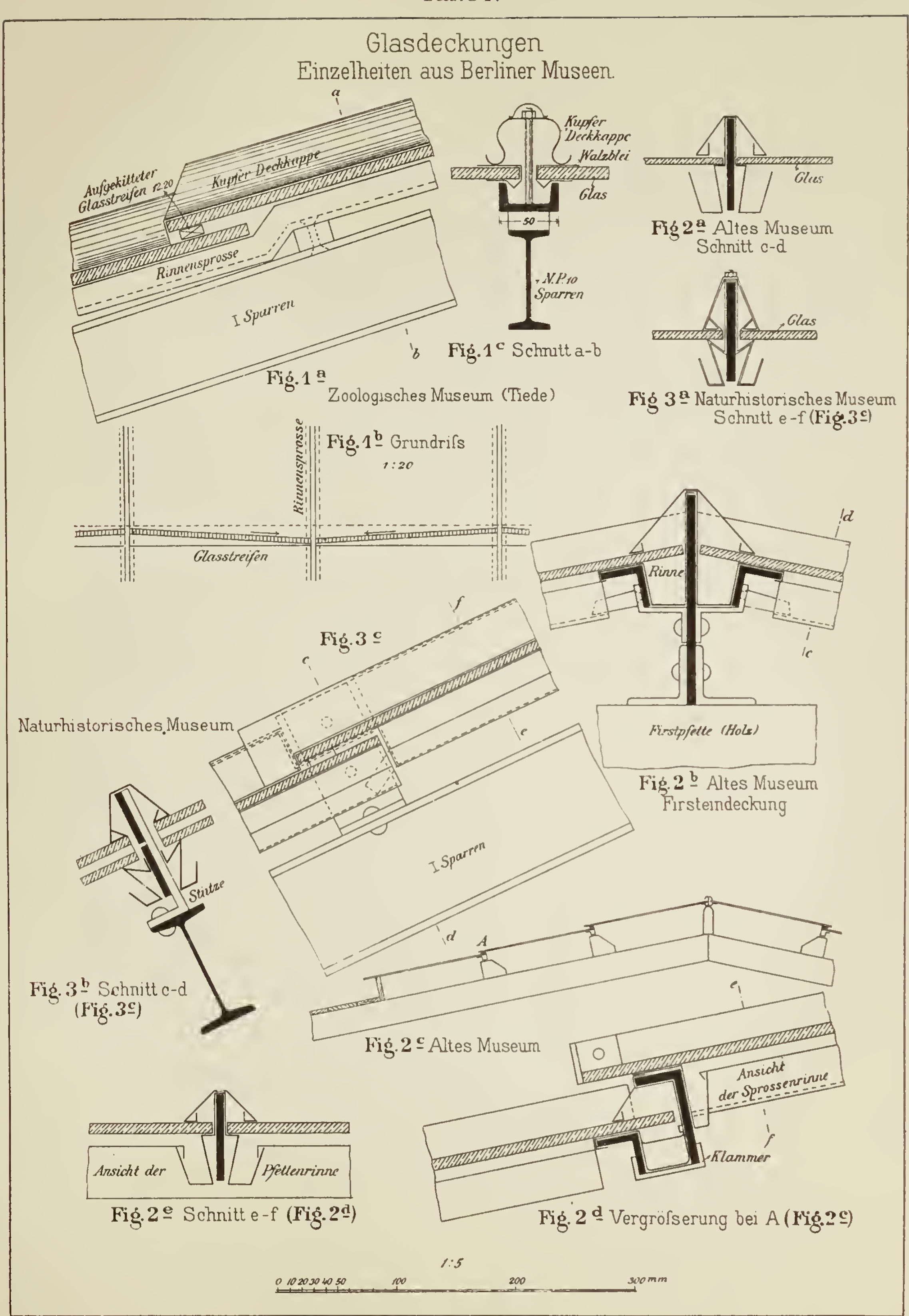


Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche, Leipzig





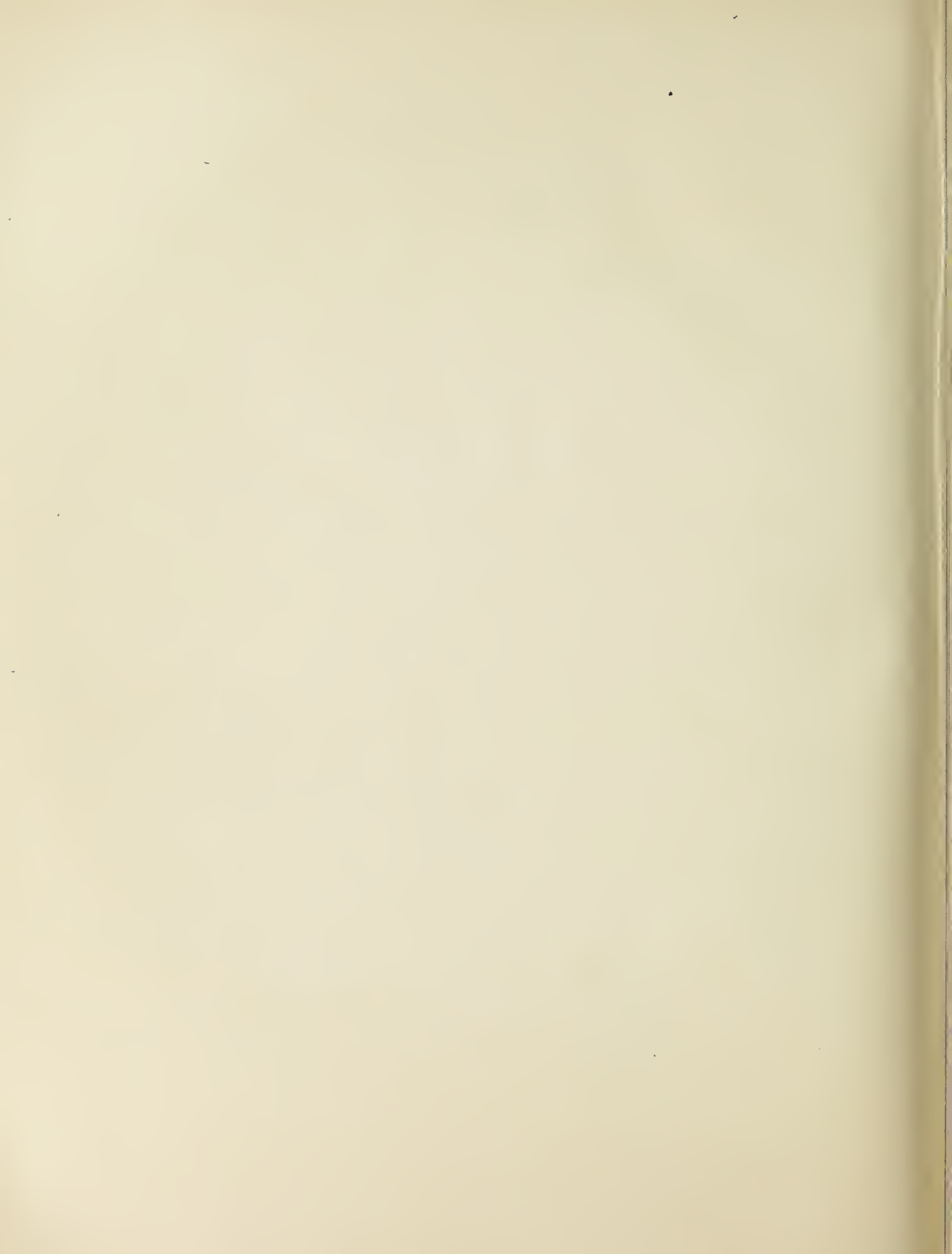


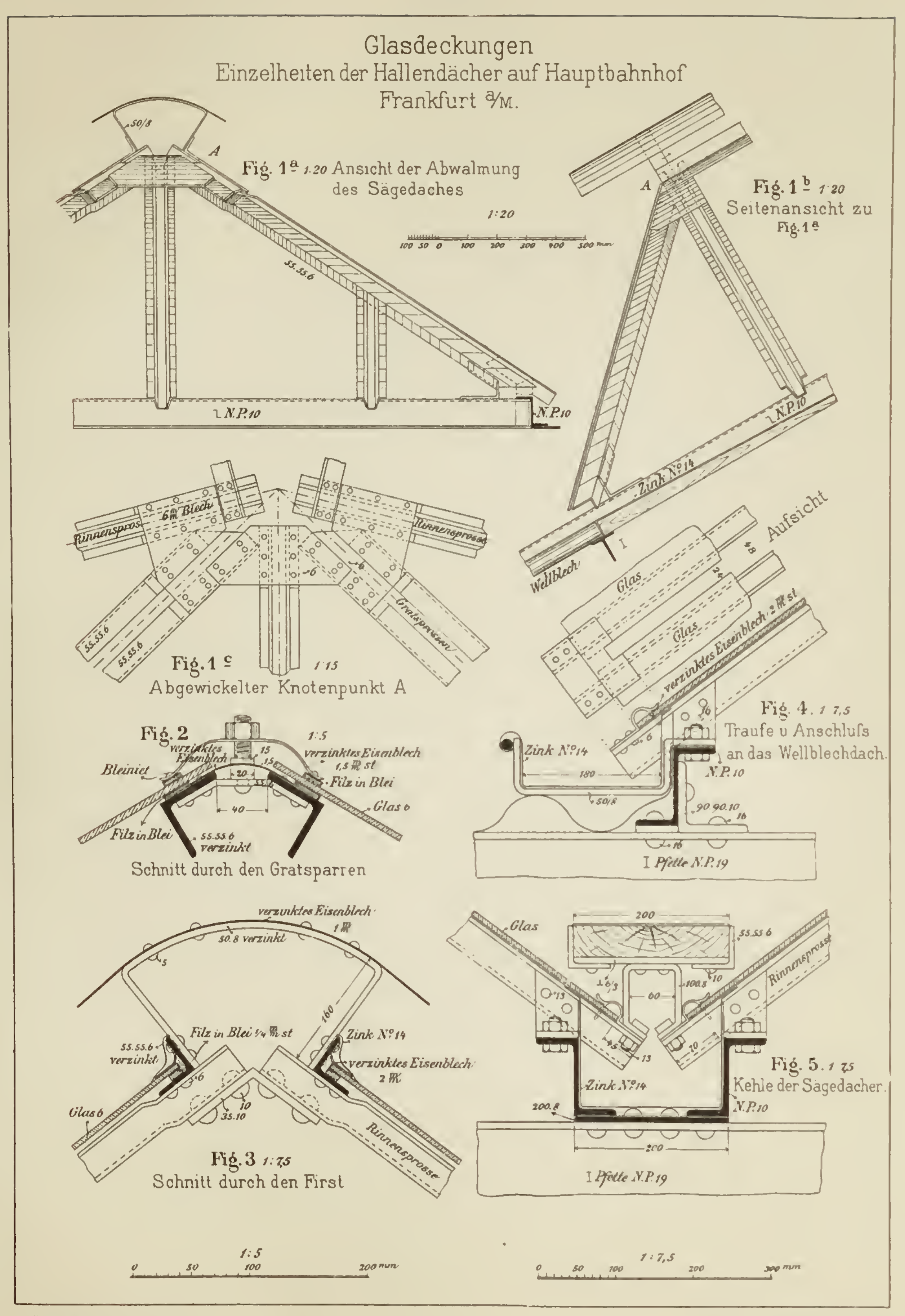


 Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche, Leipzig









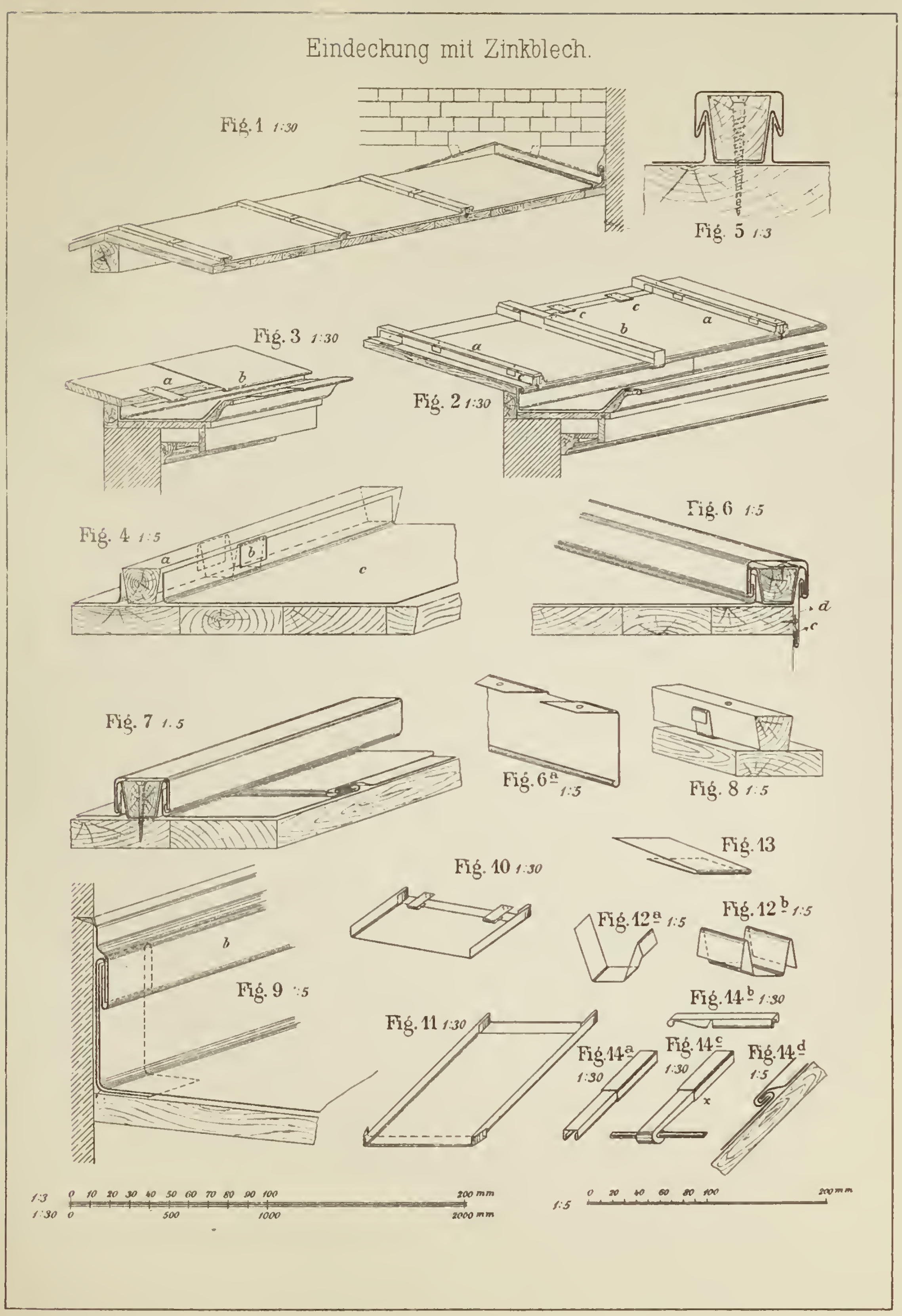
Breymann III. Eisen (5. Aufl.)

Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche, Leipzig









Breymann III. Eisen (5. Aufl.)

Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche, Leipzig







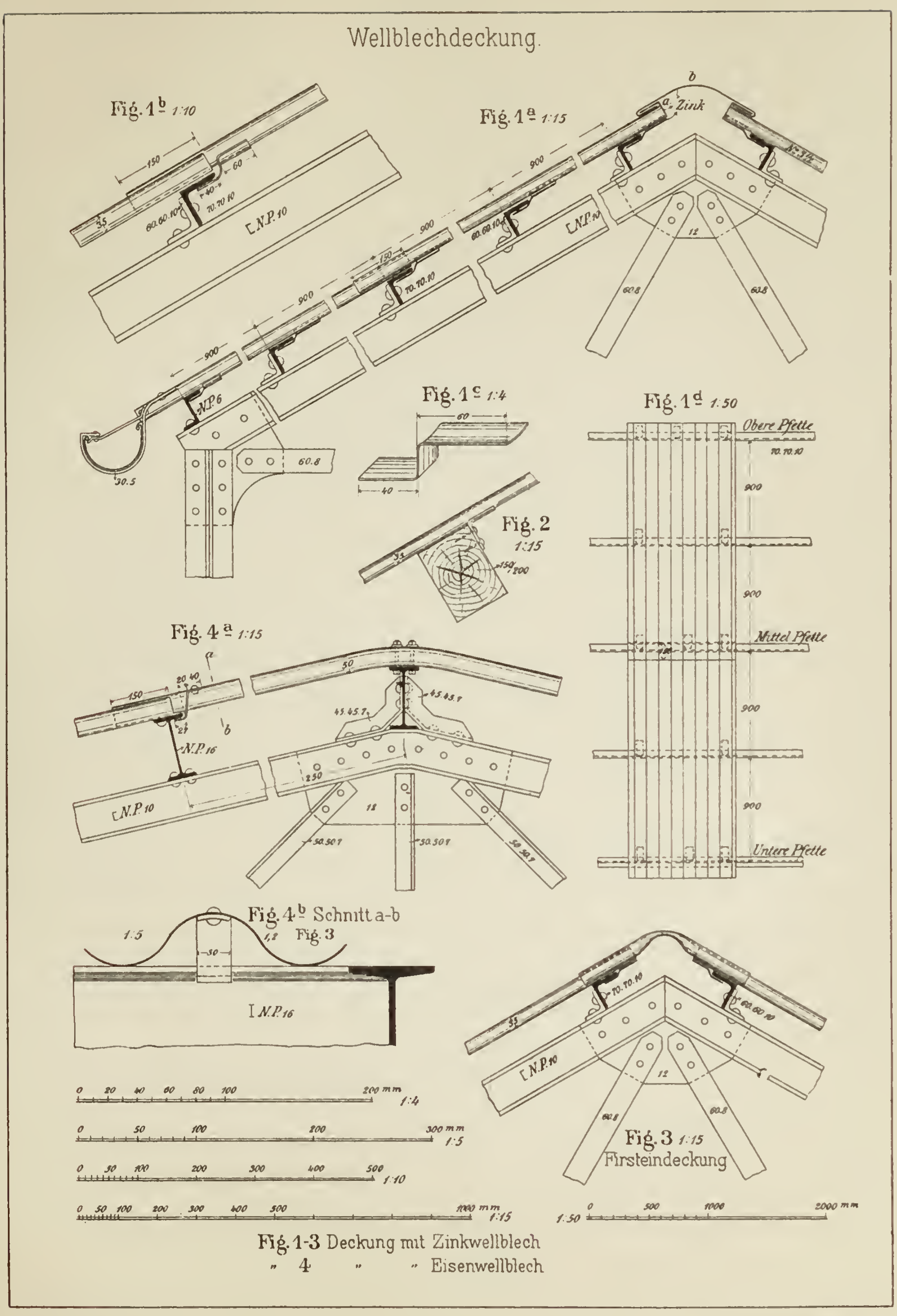


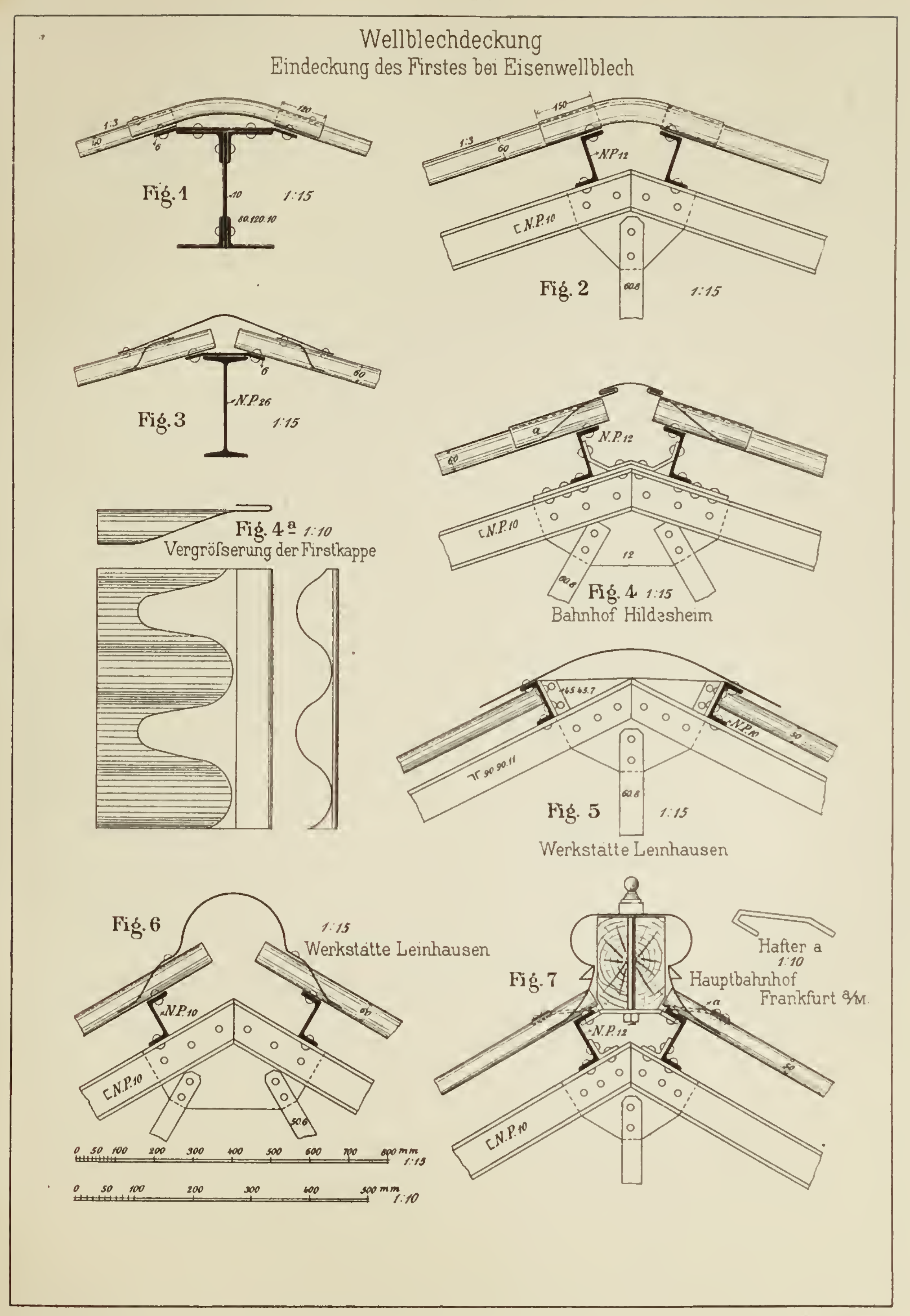
Fig. 1-3 Deckung mit Zinkwellblech
„ 4 „ „ Eisenwellblech

Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche, Leipzig







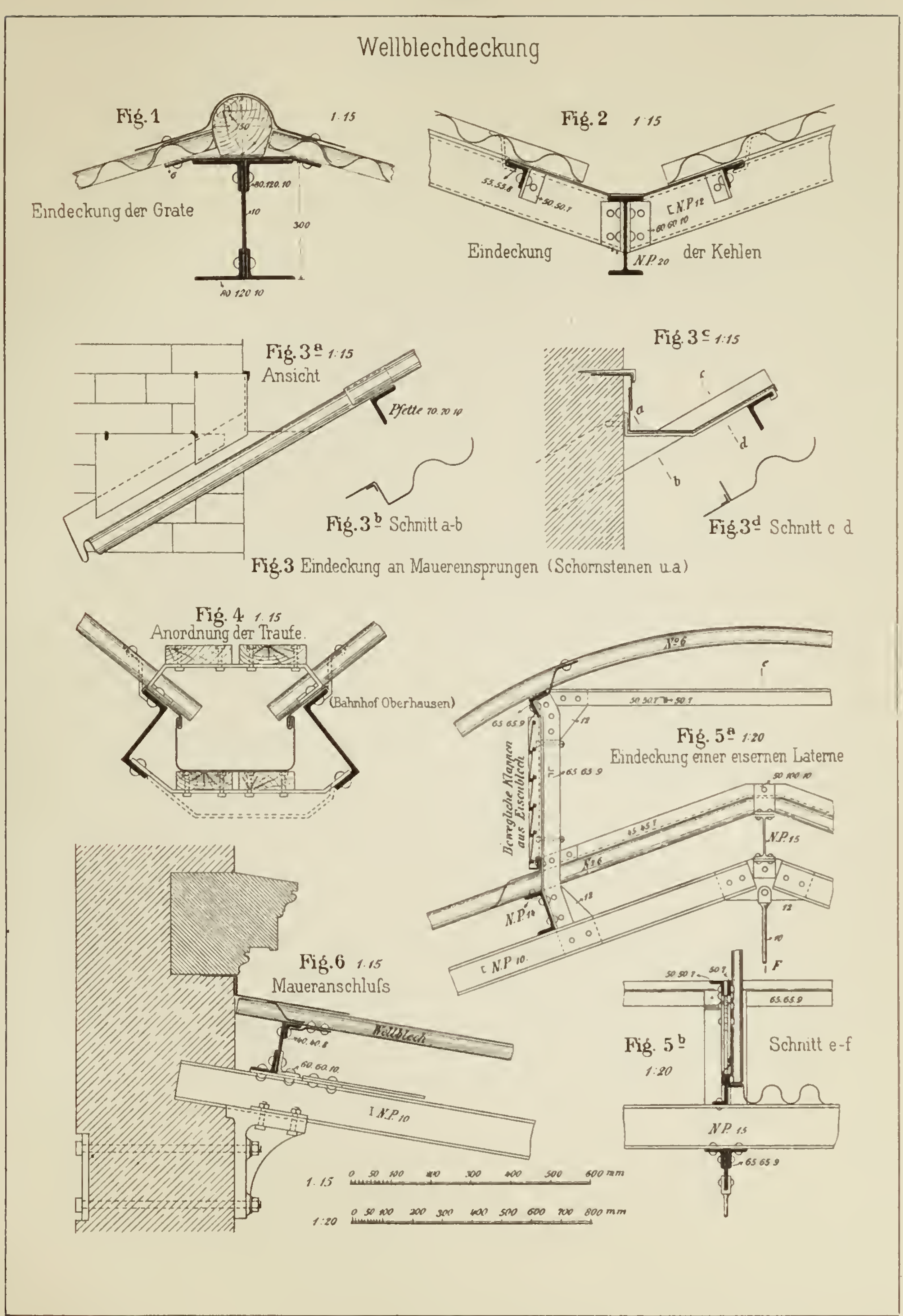


Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche, Leipzig







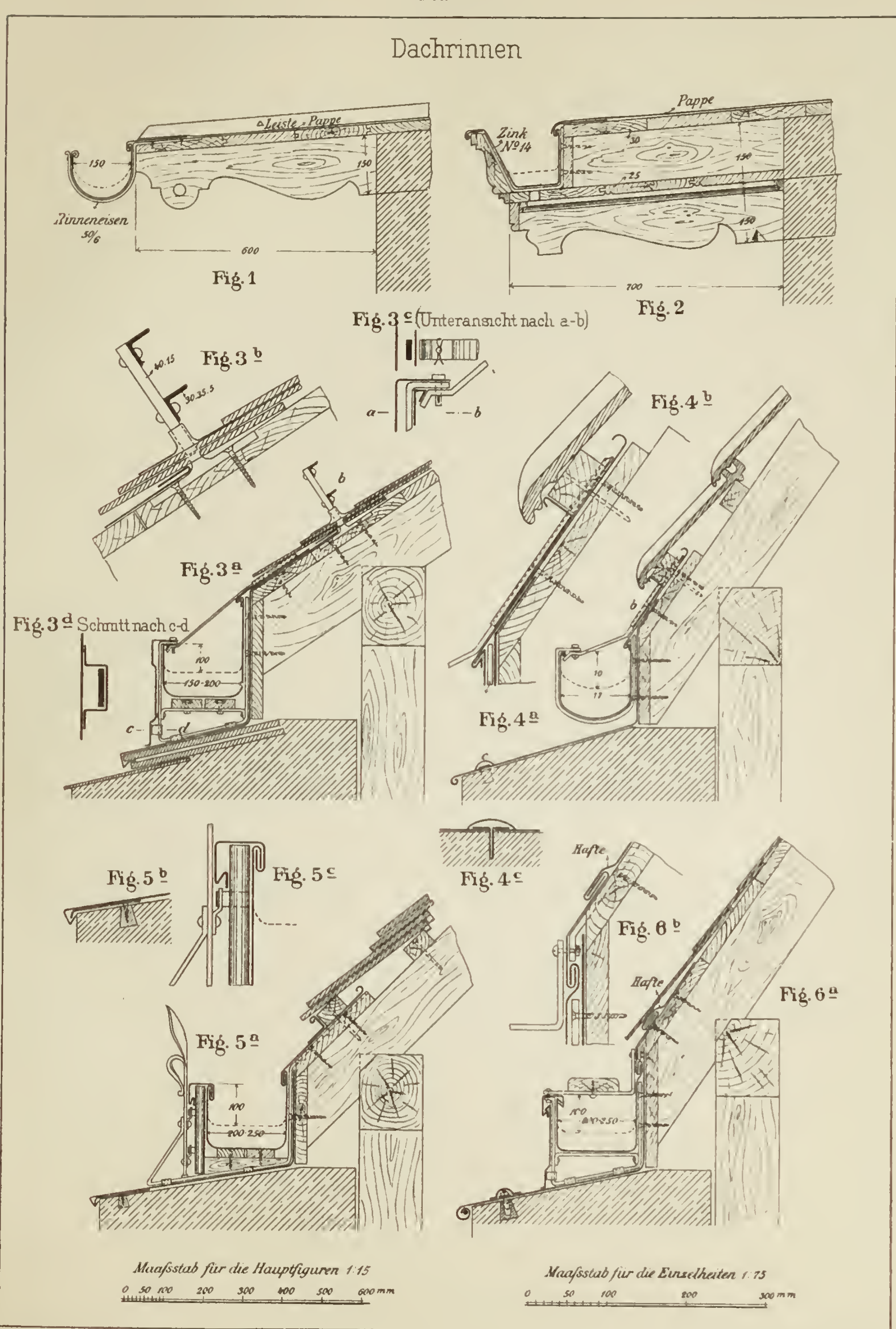


Breymann III Eisen (5. Aufl.)
Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche, Leipzig









Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche, Leipzig



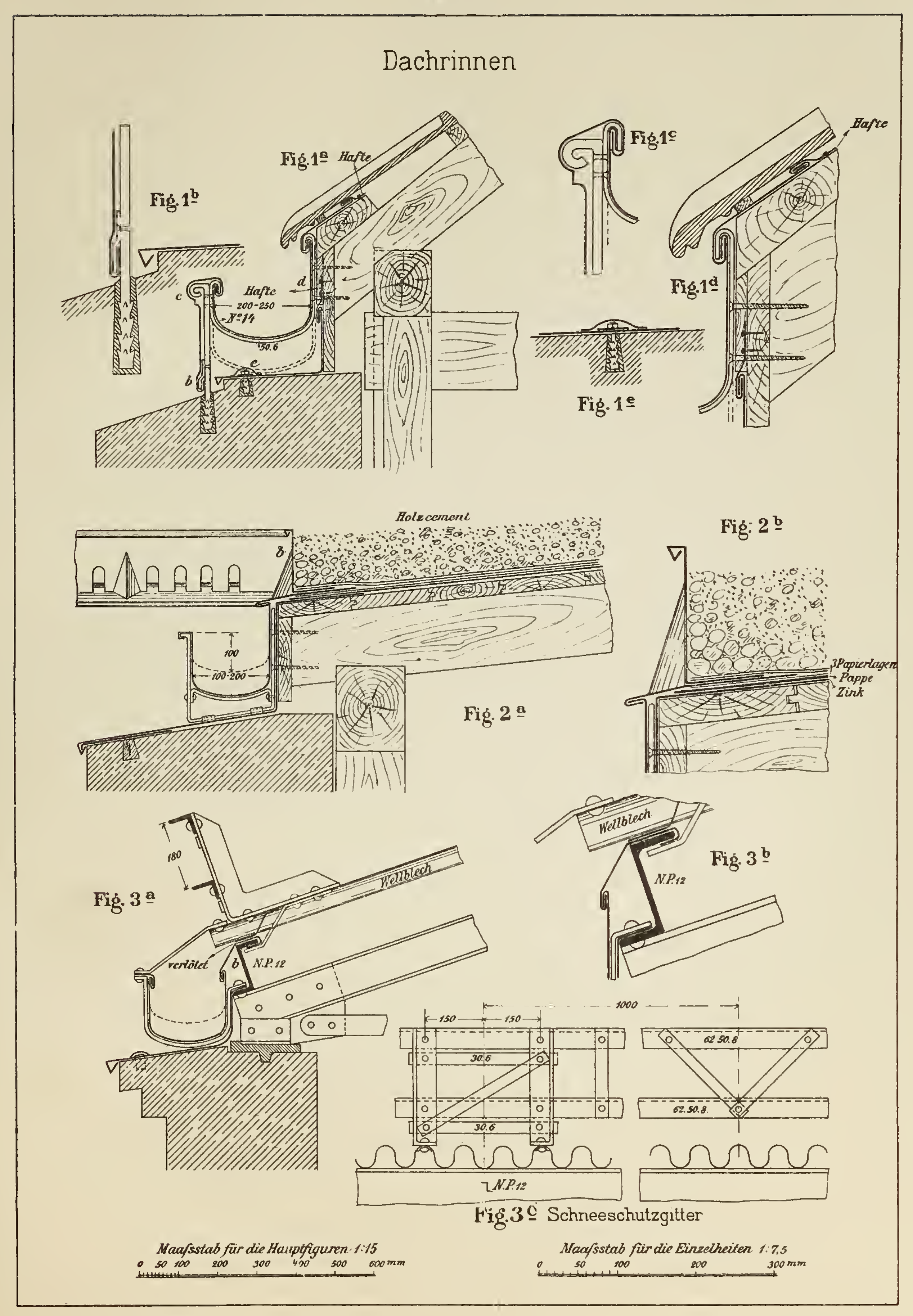
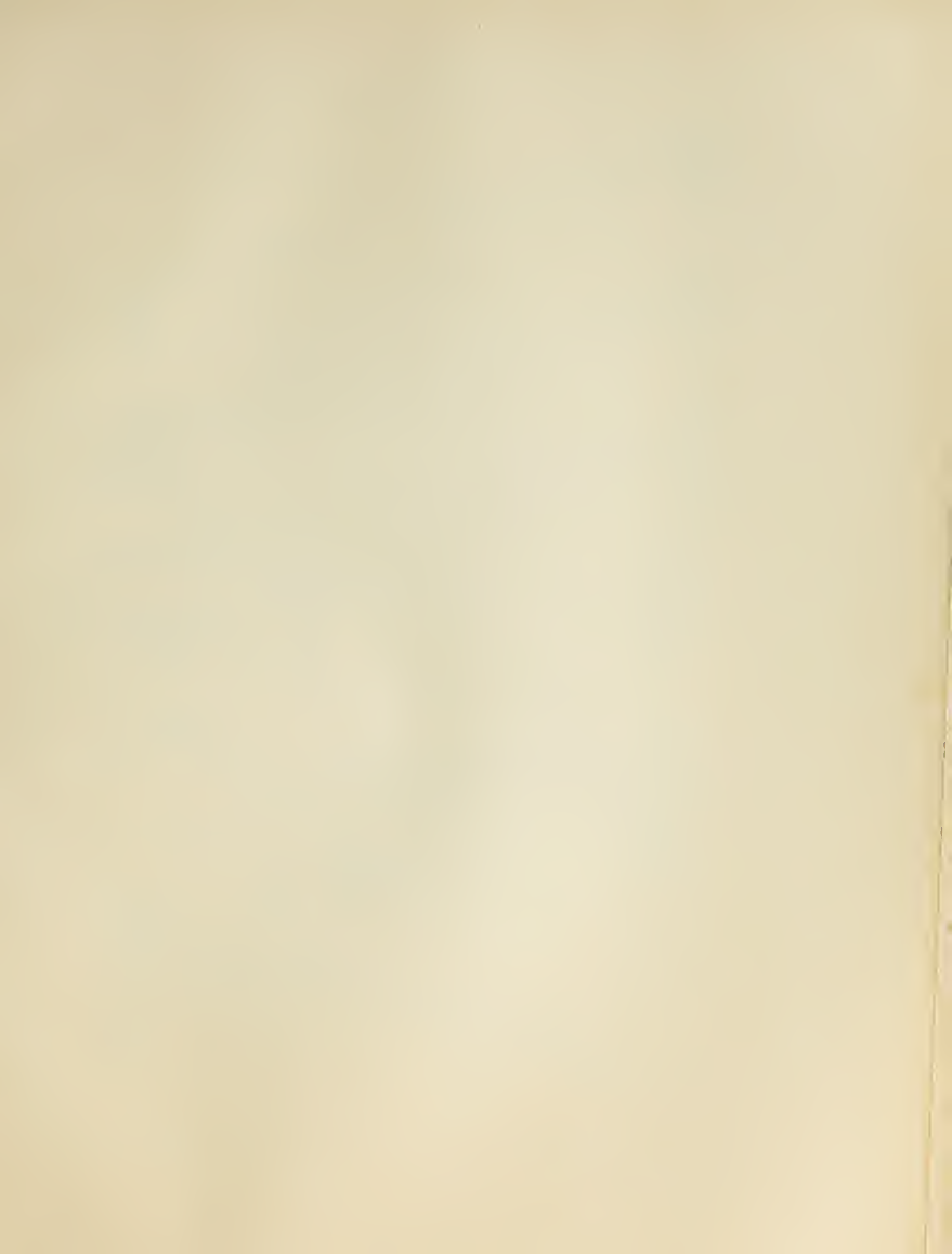


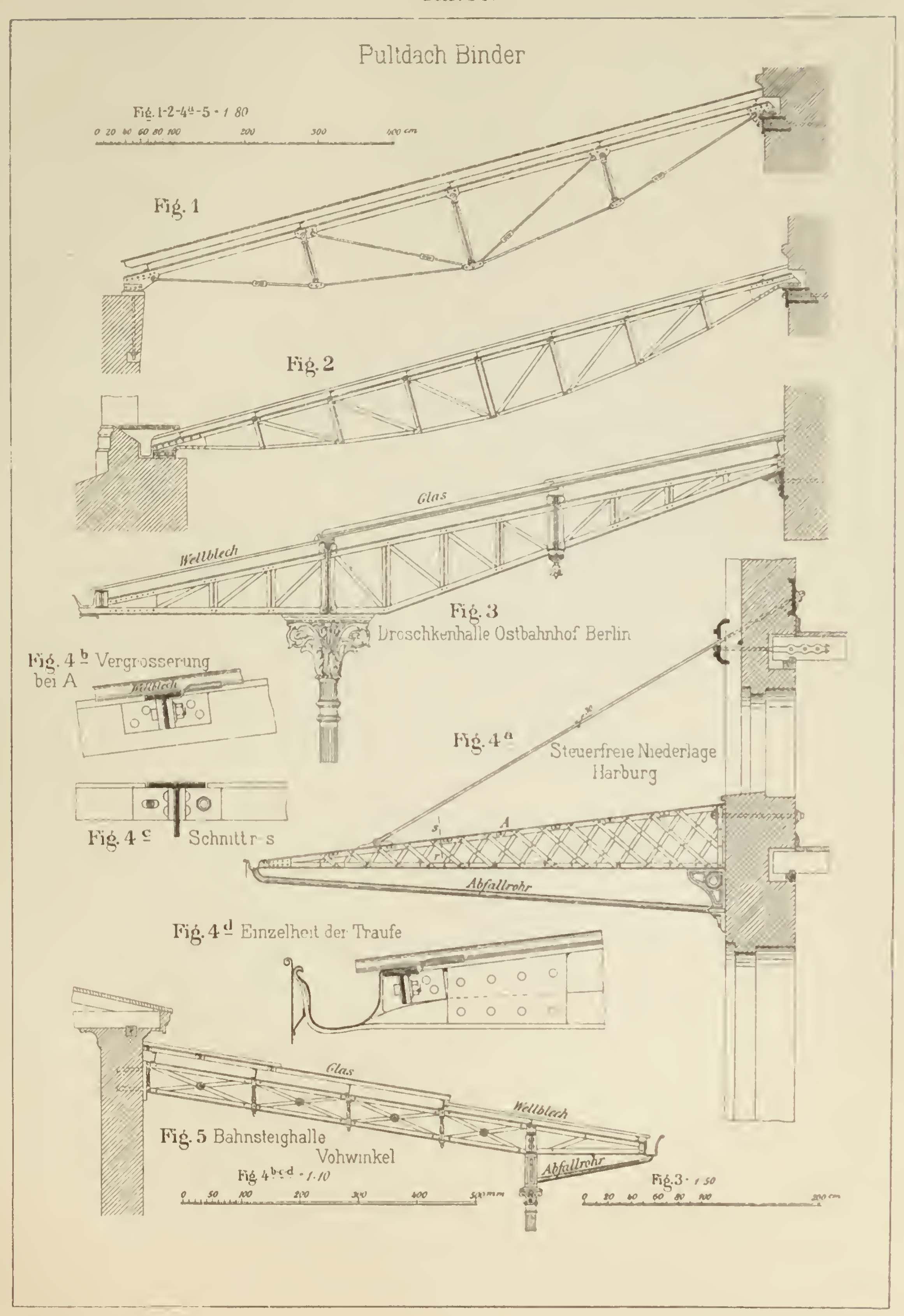
Fig.3c Schneeschutzgitter

Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche, Leipzig







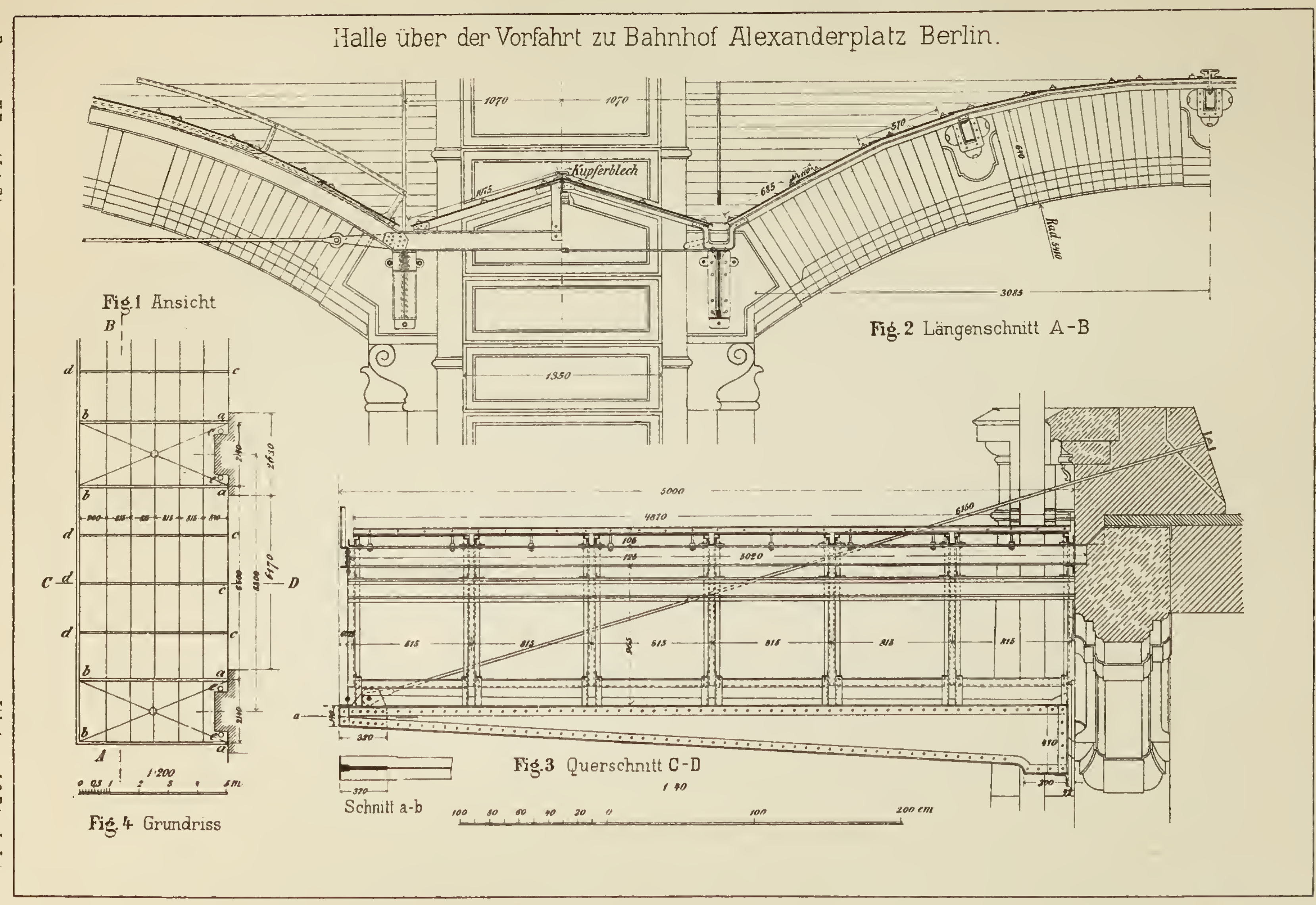


Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche Leipzig







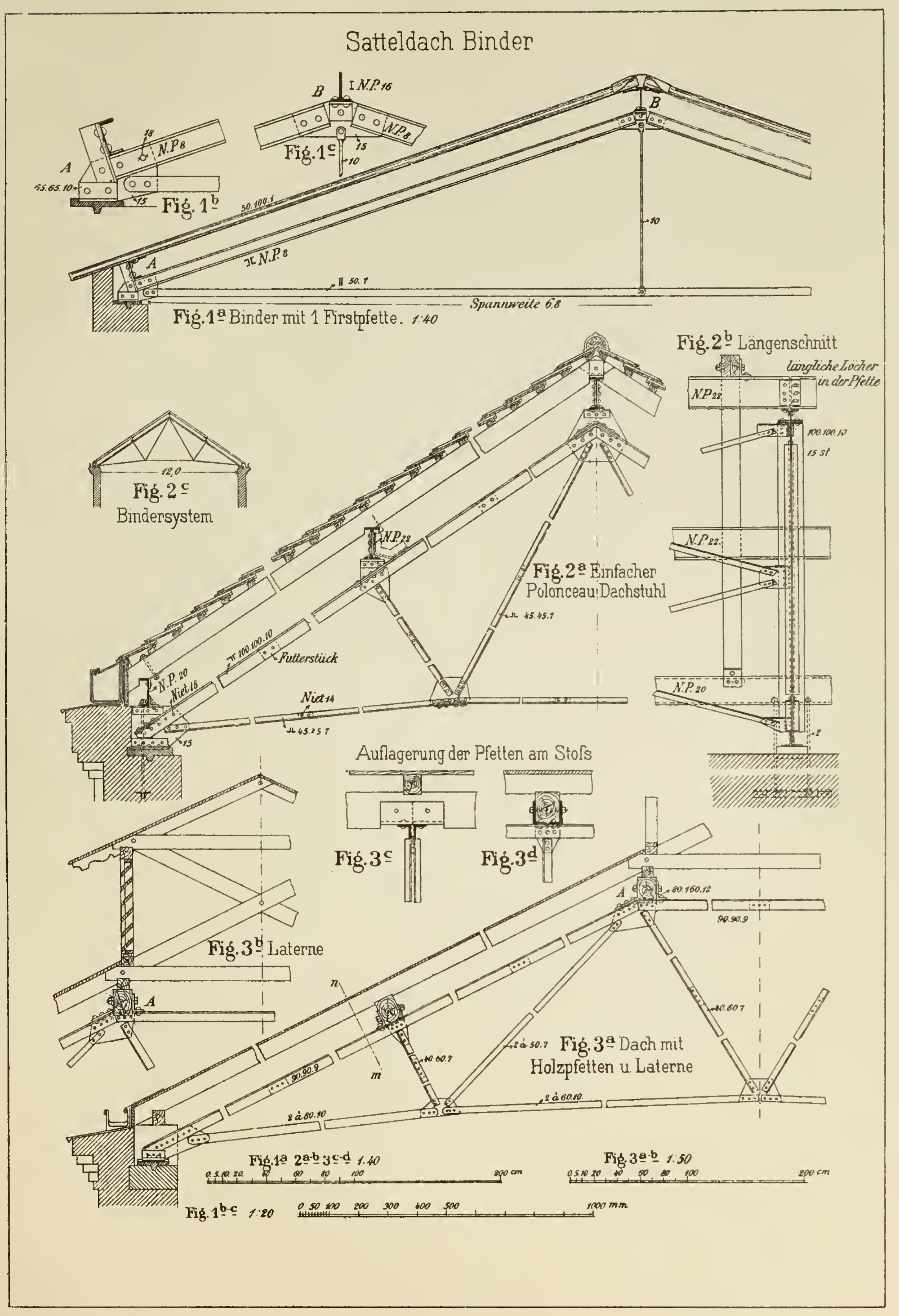


Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche, Leipzig









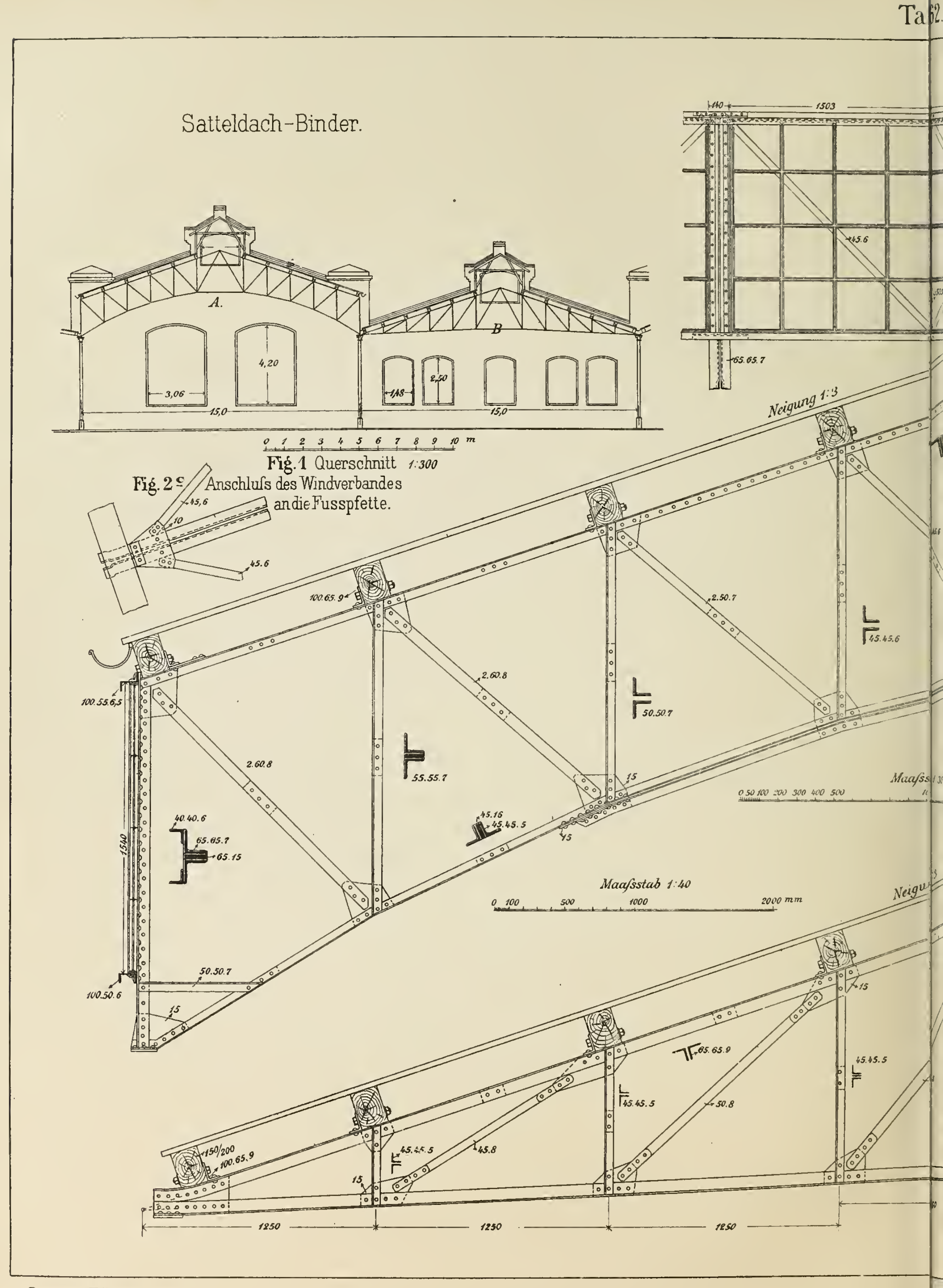
Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche, Leipzig










Satteldach-Binder.
A.
B
4,20
3,06
15,0
2,50
1,48
15,0
0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 m
Fig. 1 Querschnitt 1:300
Fig. 2 Anschluſs des Windverbandes an die Fusspfette.
45,6
10
45.6
140
1503
45.6
65.65.7
Neigung 1:3
100.65.9
2.50.7
45.45.6
2.60.8
100.55.6,5
50.50.7
2.60.8
55.55.7
15
45.16
45.45.5
15
40.40.6
65.65.7
65.15
1540
Maaſsstab 1:40
0 100 500 1000 2000 mm
0 50 100 200 300 400 500
50.50.7
100.50.6
15
Neigung
15
65.65.9
45.45.5
45.45.5
50.8
150/200
100.65.9
45.45.5
45.8
15
1250
1250
1250

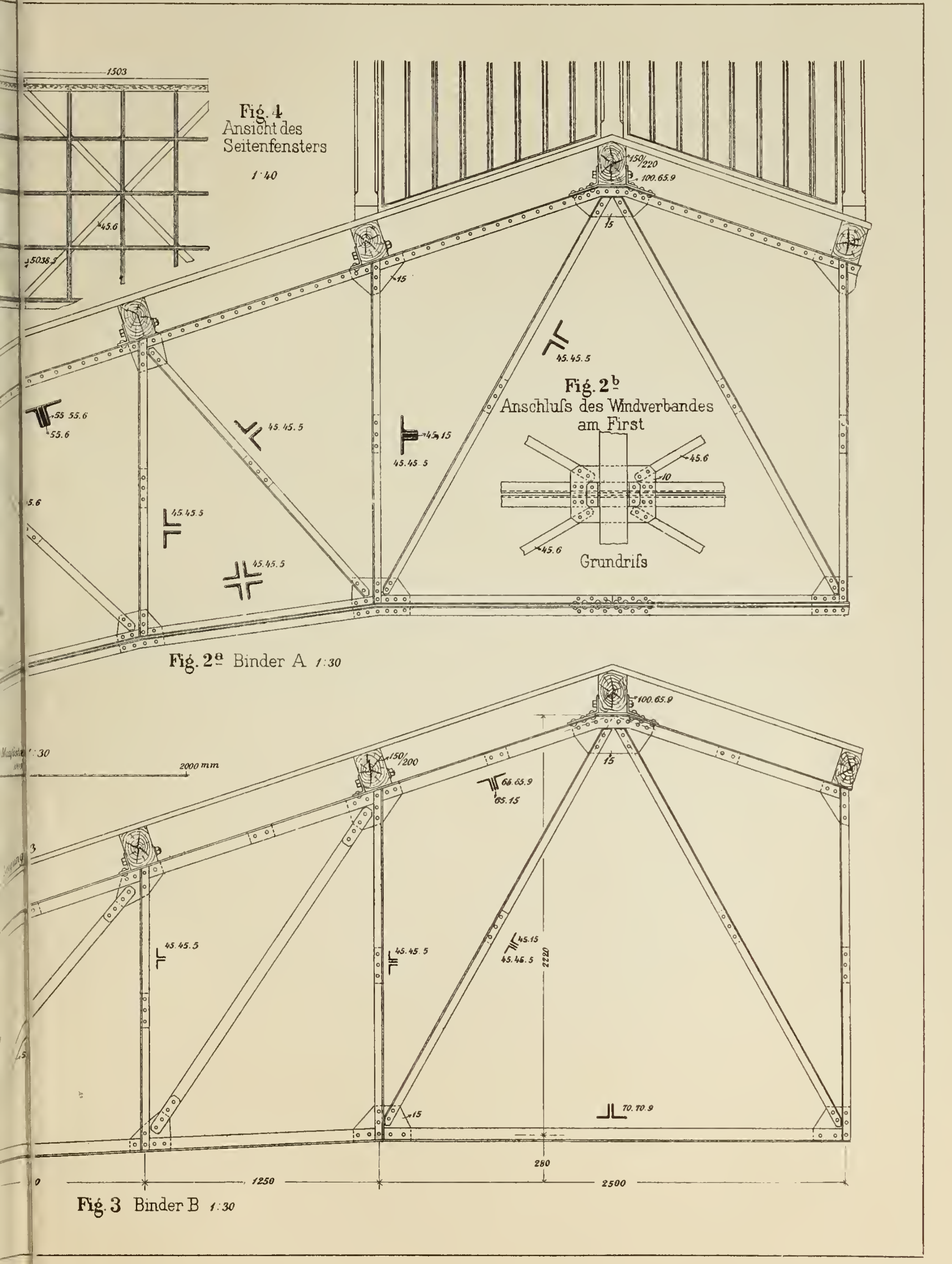


Fig. 2a Binder A 1:30

Fig. 3 Binder B 1:30

Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche, Leipzig

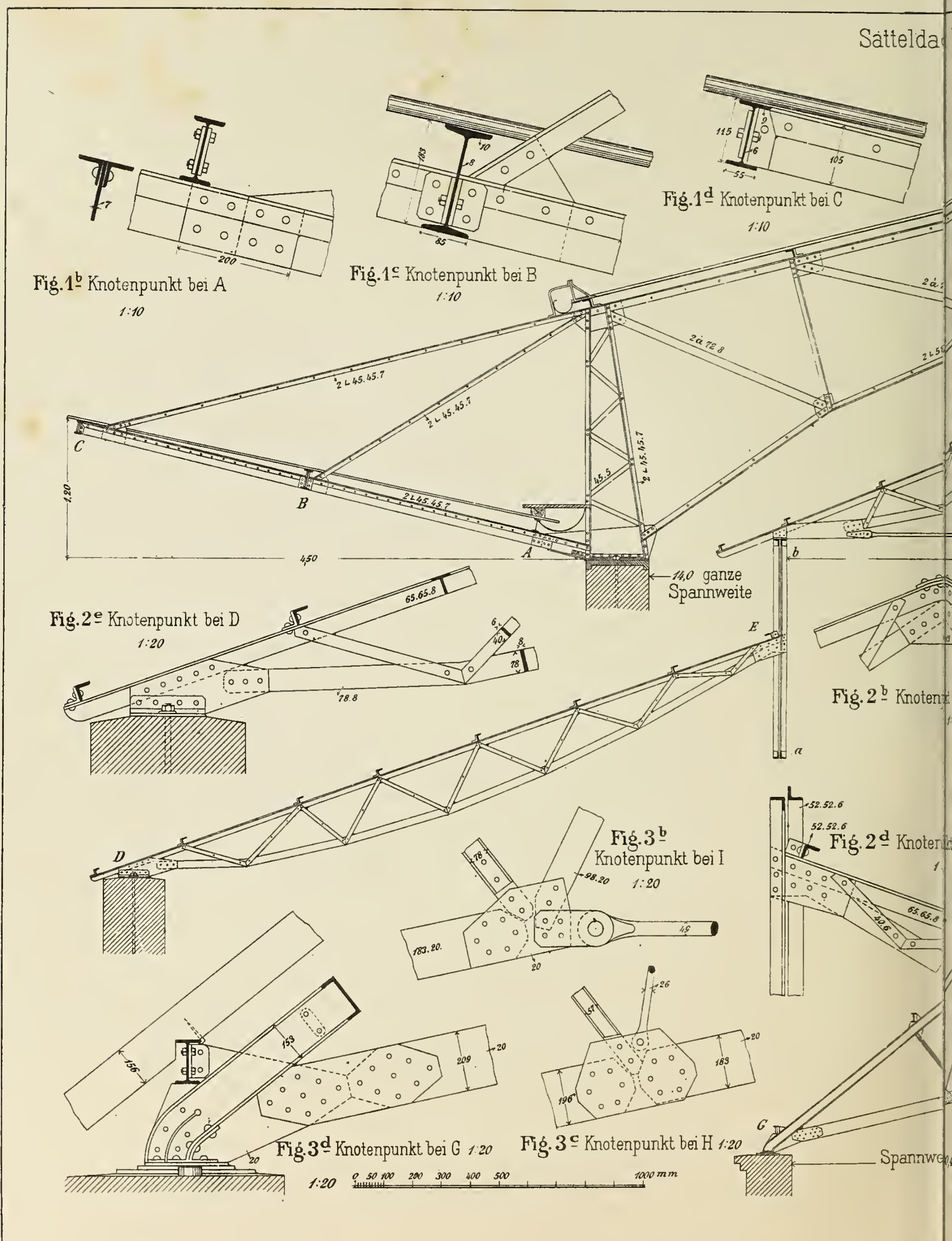




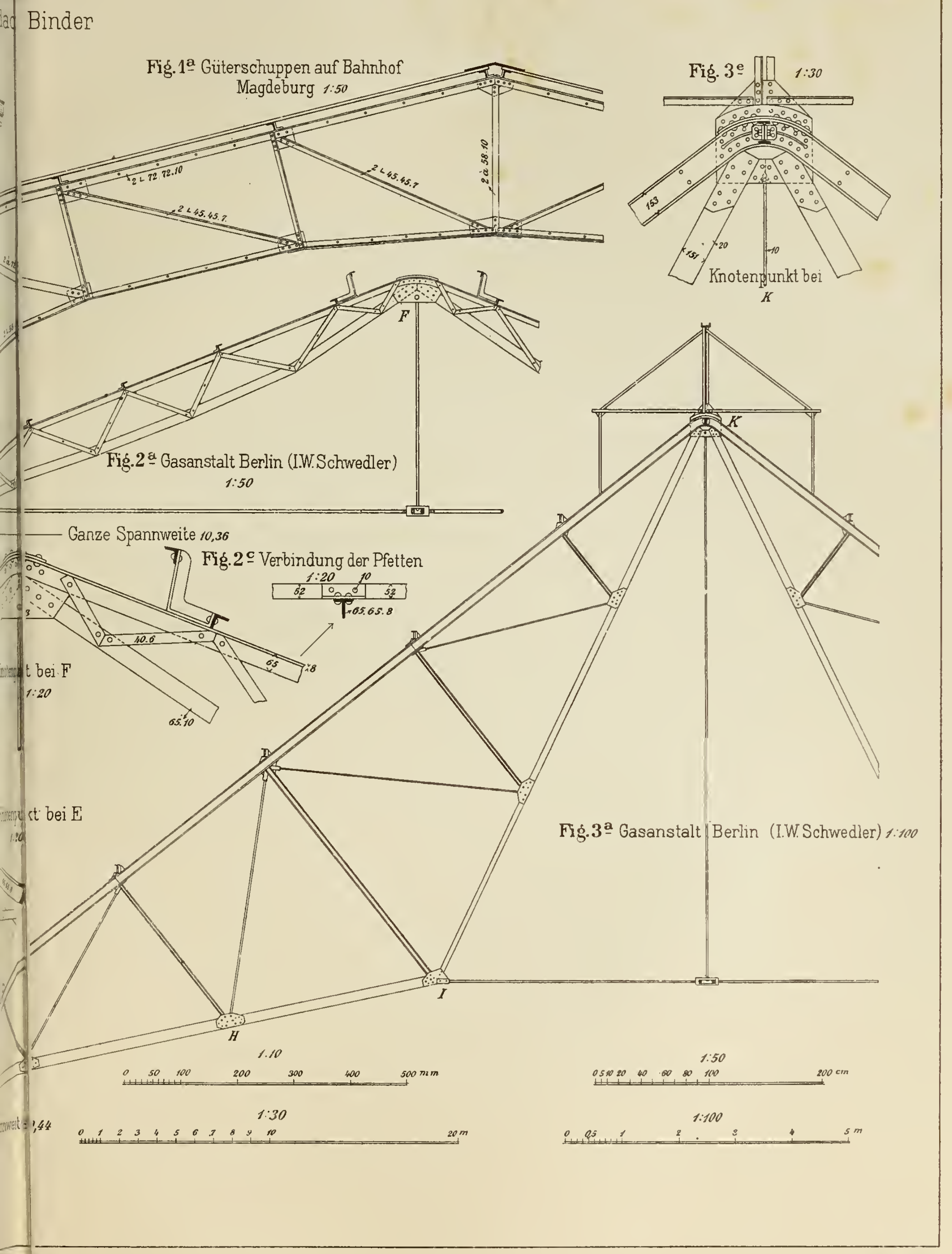




Satteld[a]


Fig. 1b Knotenpunkt bei A
1:10
Fig. 1c Knotenpunkt bei B
1:10
Fig. 1d Knotenpunkt bei C
1:10
14,0 ganze Spannweite
Fig. 2e Knotenpunkt bei D
1:20
Fig. 2b Knoten
Fig. 3b Knotenpunkt bei I
1:20
Fig. 2d Knoten
Fig. 3d Knotenpunkt bei G 1:20
Fig. 3c Knotenpunkt bei H 1:20
1:20
1000 mm
Spannwe

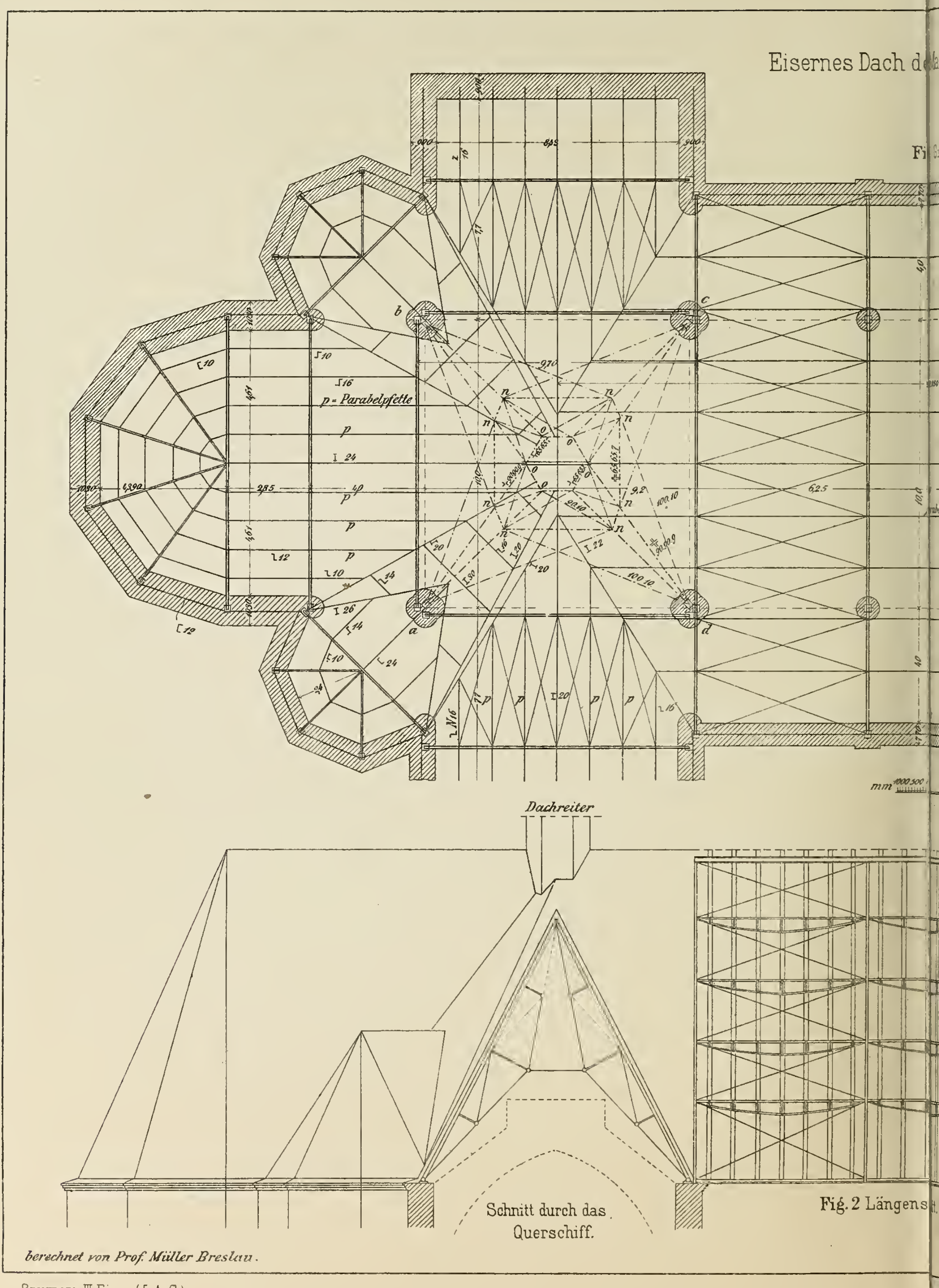
Binder



Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche, Leipzig






Eisernes Dach d
p = Parabelpfette
Dachreiter
Schnitt durch das Querschiff.
Fig. 2 Längens
berechnet von Prof. Müller Breslau.

Iarienkirche in Hannover (Blatt I).

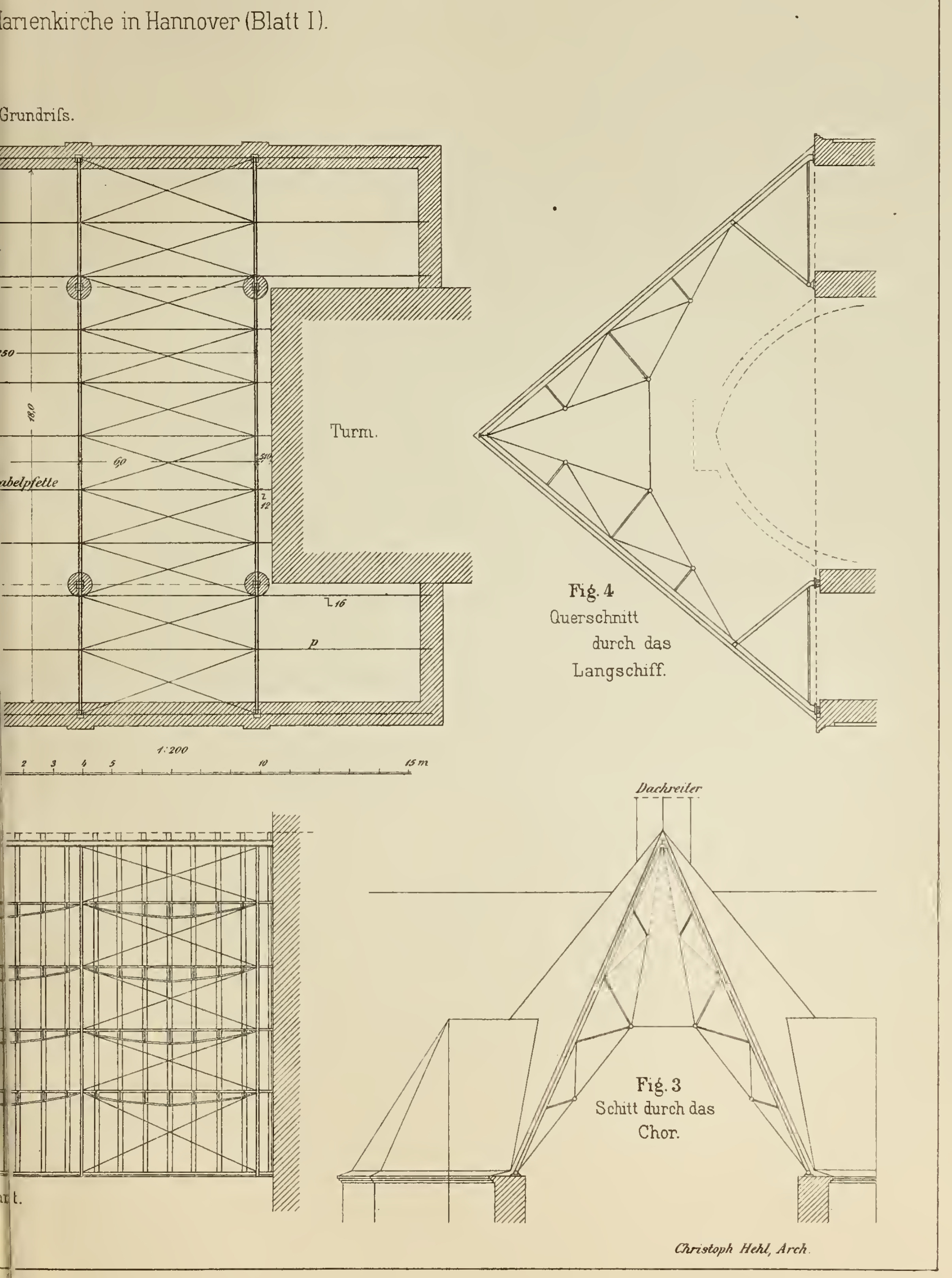
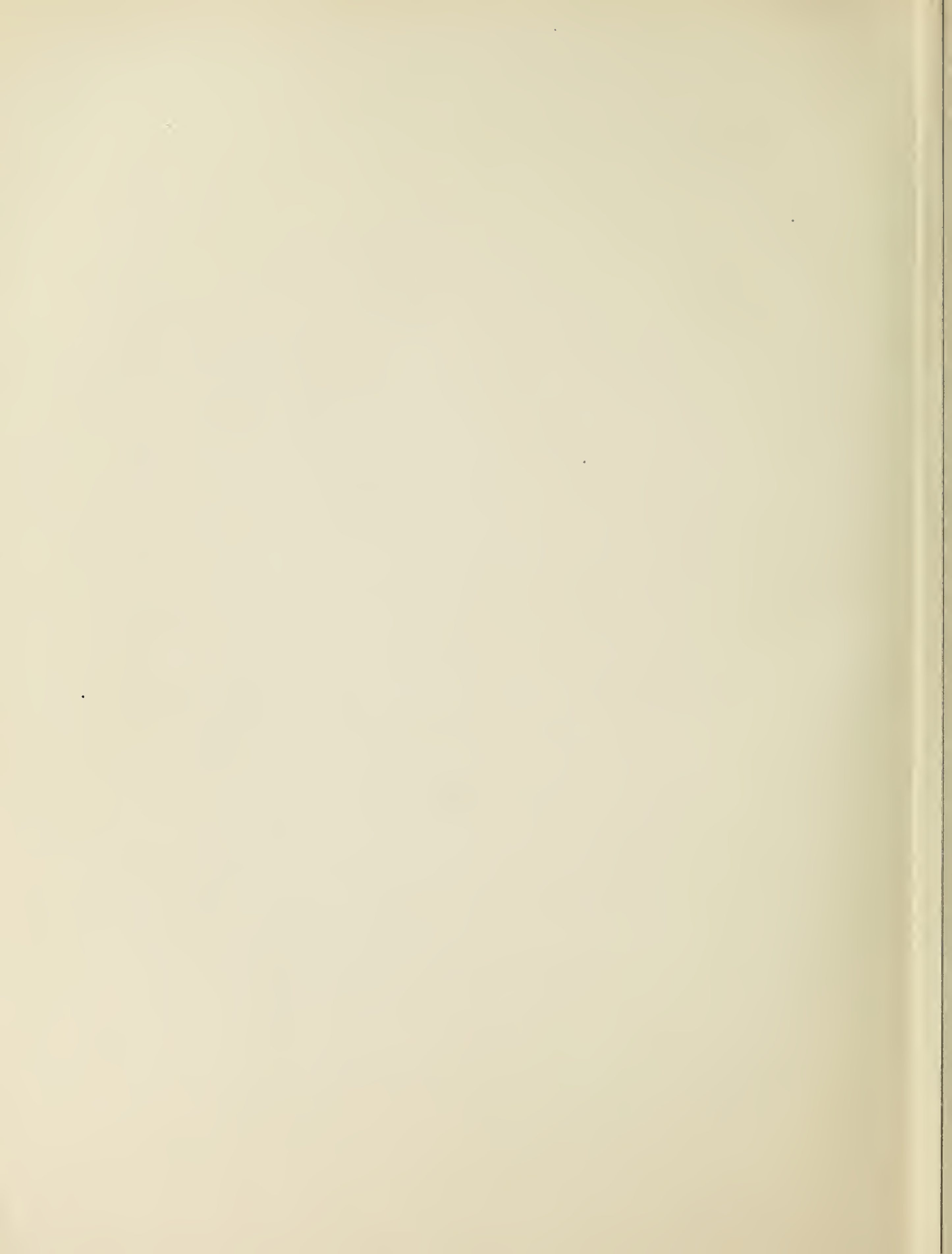


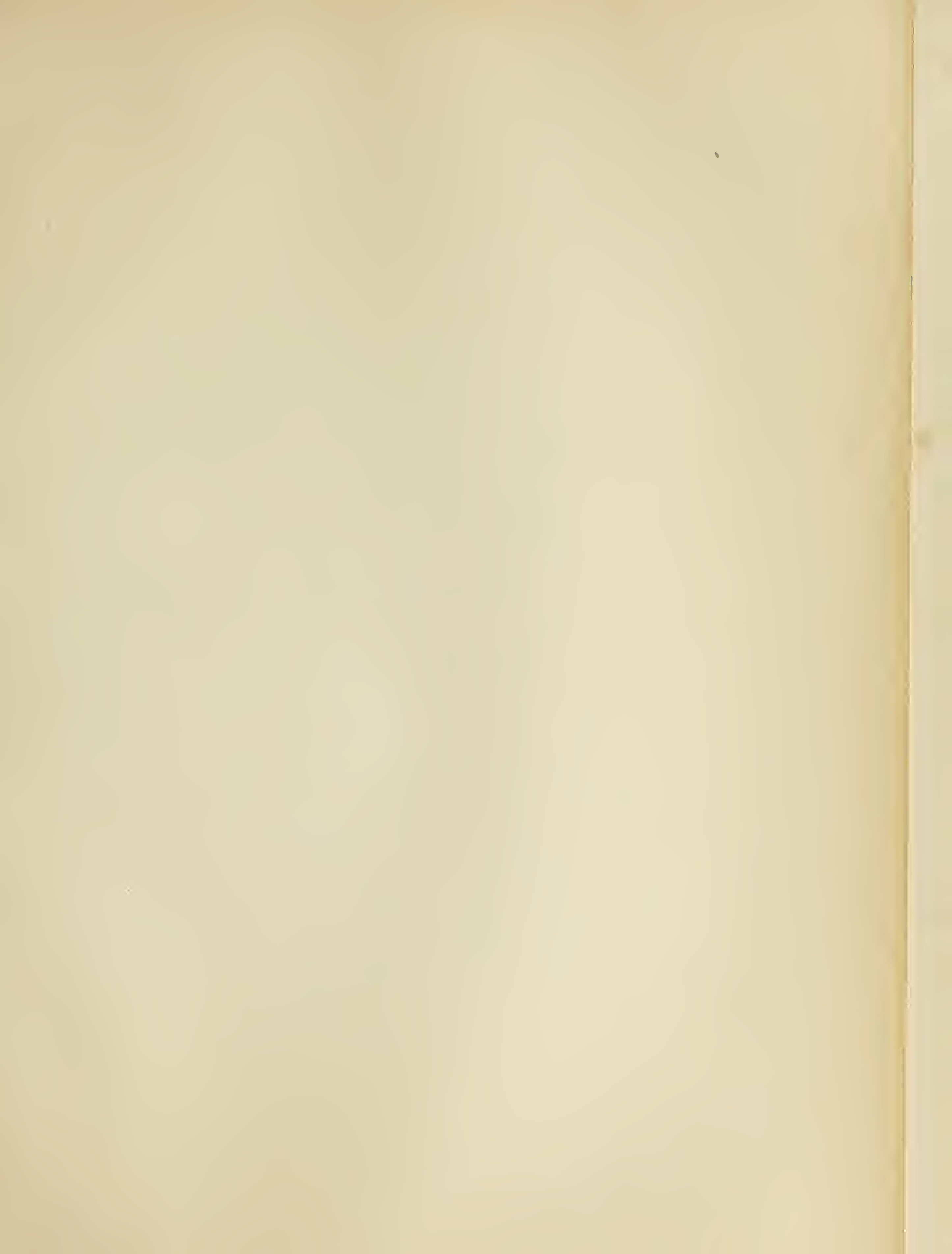
Fig. 4
Querschnitt durch das Langschiff.

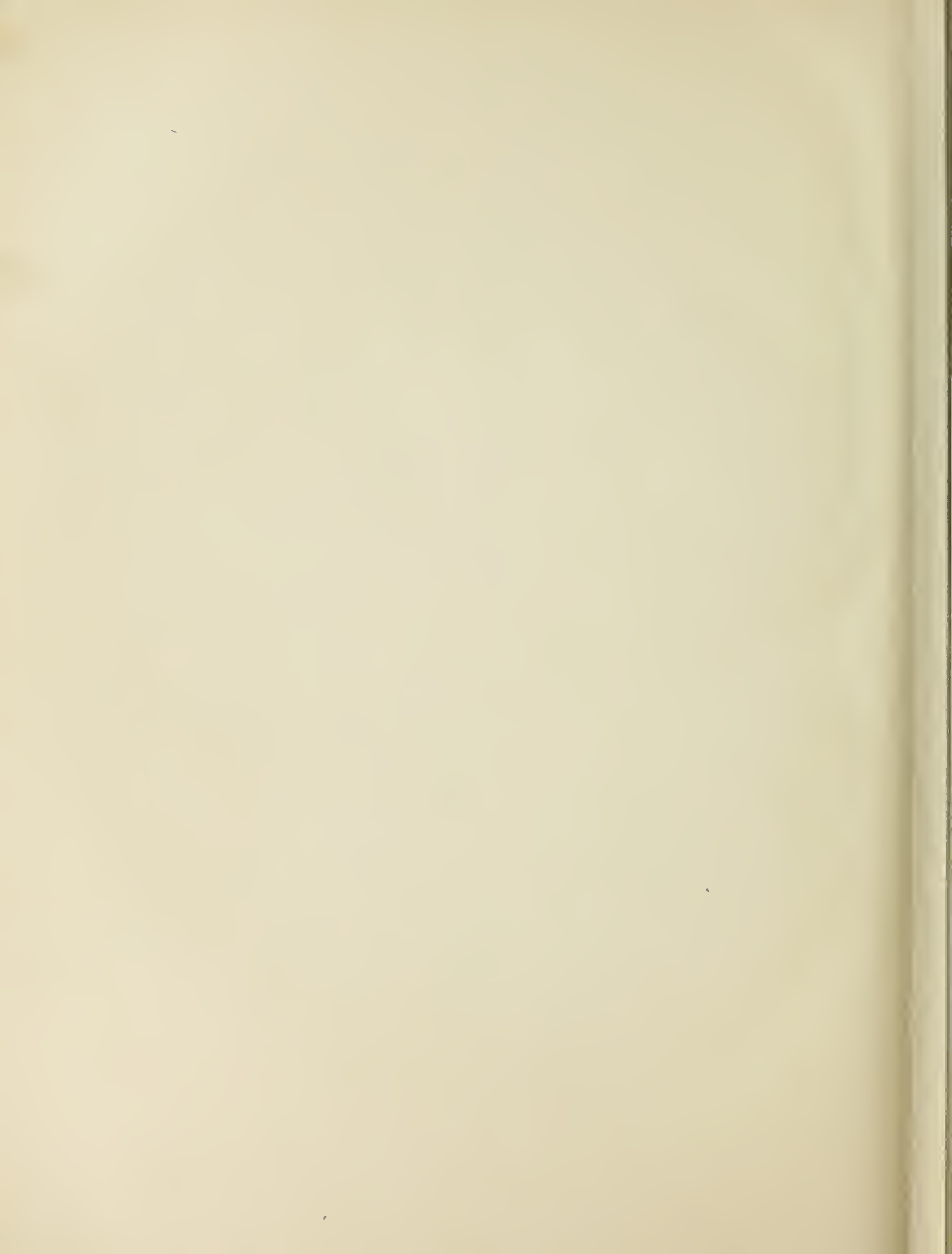
Fig. 3
Schitt durch das Chor.

Christoph Hehl, Arch.

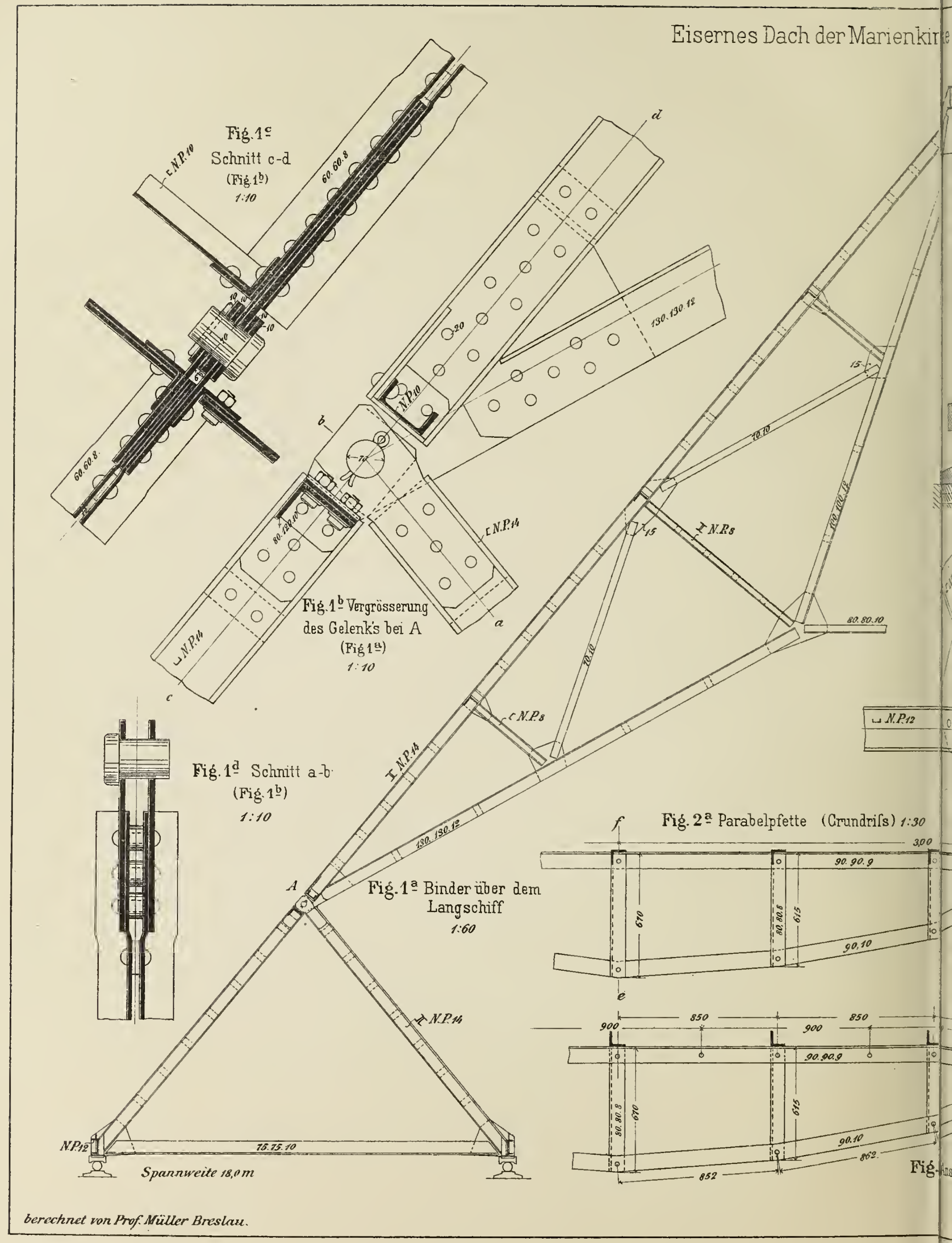
Lith. Anst. v J G Fritzsche, Leipzig.










Eisernes Dach der Marienkir
Fig. 1c Schnitt c-d (Fig. 1b) 1:10
Fig. 1b Vergrösserung des Gelenk's bei A (Fig 1a) 1:10
Fig. 1d Schnitt a-b (Fig. 1b) 1:10
Fig. 1a Binder über dem Langschiff 1:60
Fig. 2a Parabelpfette (Grundriſs) 1:30
Spannweite 18,0 m
berechnet von Prof. Müller Breslau.

Taf. 6.

e in Hannover (Blatt II).

Fig. 3b Knotenpunkt B (Grundriſs) 1:15

Fig. 3c Knotenpunkt D Grundriſs 1:15

Fig. 1e bewegliches Lager 1:15

Fig. 1f Festes Lager 1:15

Fig. 3a Ansicht des Chorabschluſs-binders

Fig. 3d Auflager C 1:15

Fig. 2c Schnitt e-f

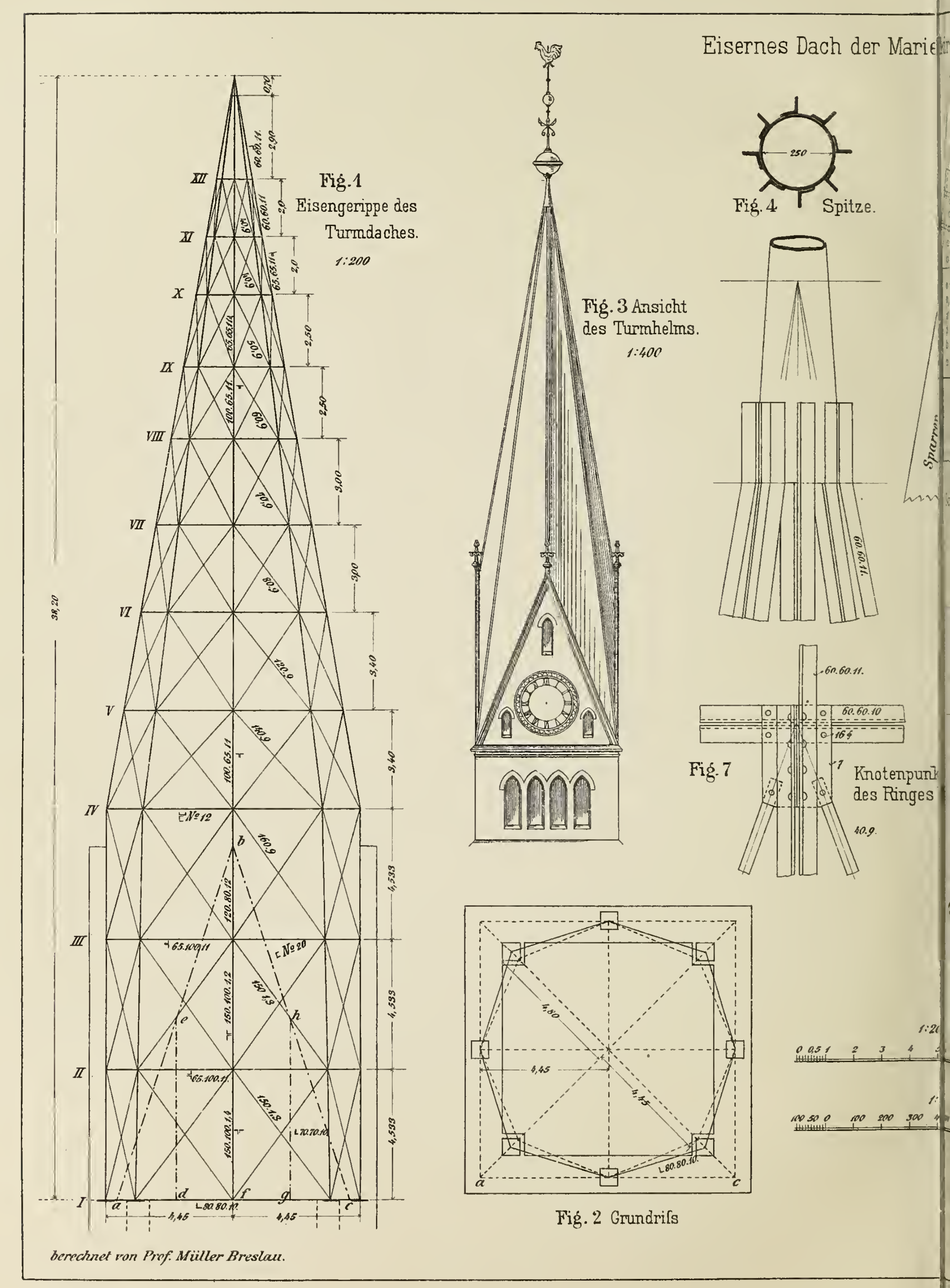
Fig. 2 Ansicht

Christoph Hehl, Arch.

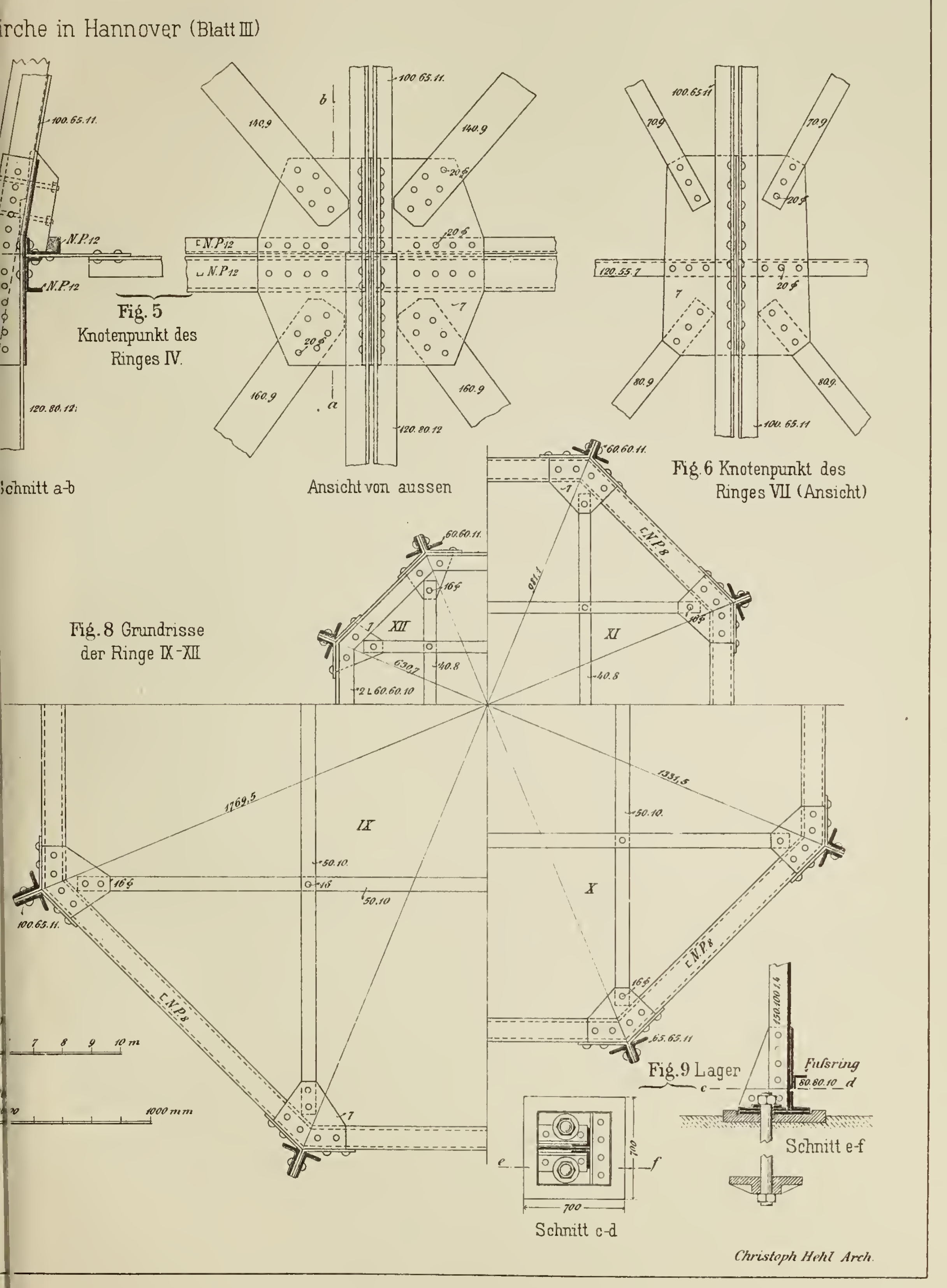
Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche, Leipzig



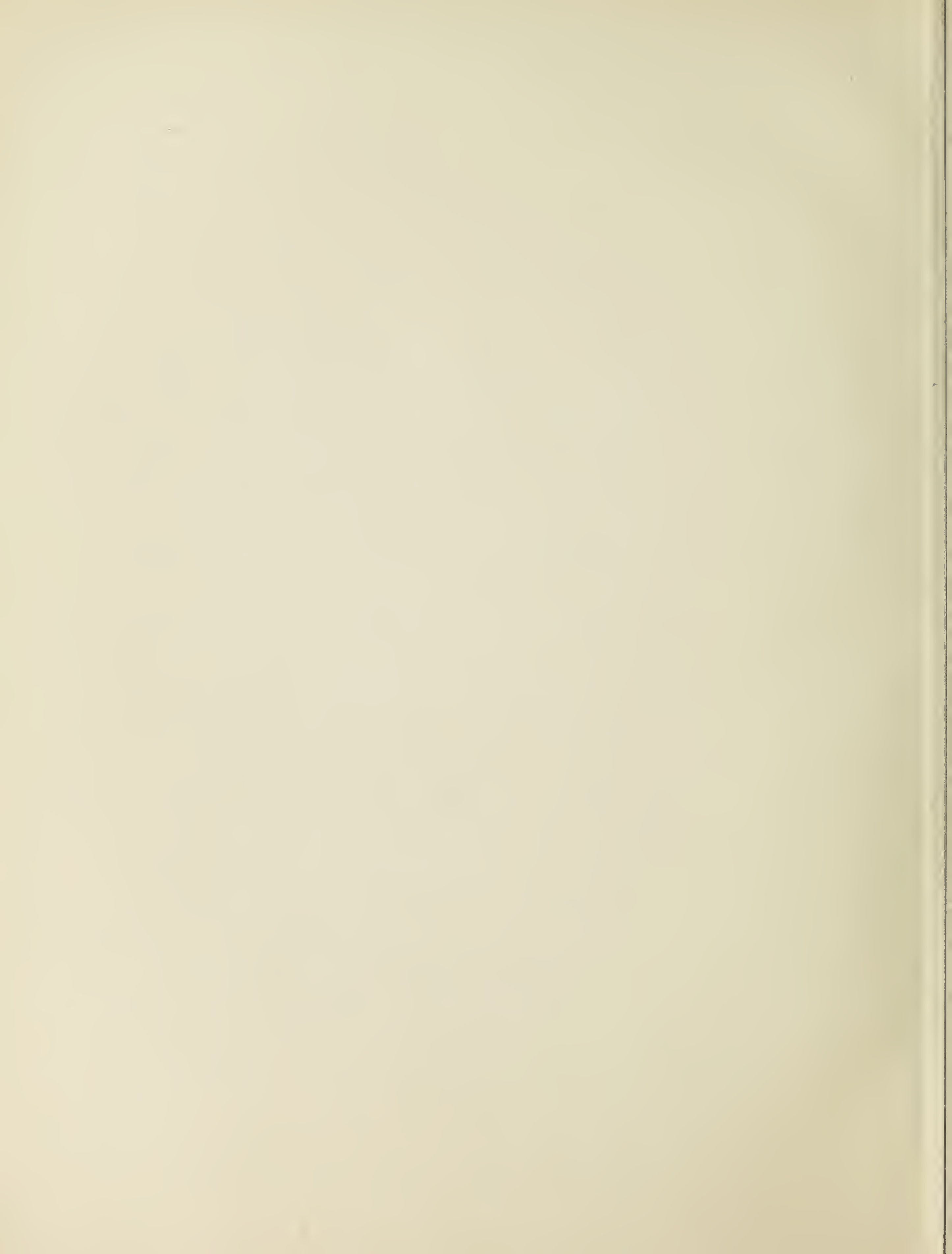



Eisernes Dach der Marie
Fig. 1
Eisengerippe des
Turmdaches.
1:200
Fig. 3 Ansicht
des Turmhelms.
1:400
Fig. 4
Spitze.
Fig. 7
Knotenpunk
des Ringes
Fig. 2 Grundrifs
berechnet von Prof. Müller Breslau.

irche in Hannover (Blatt III)

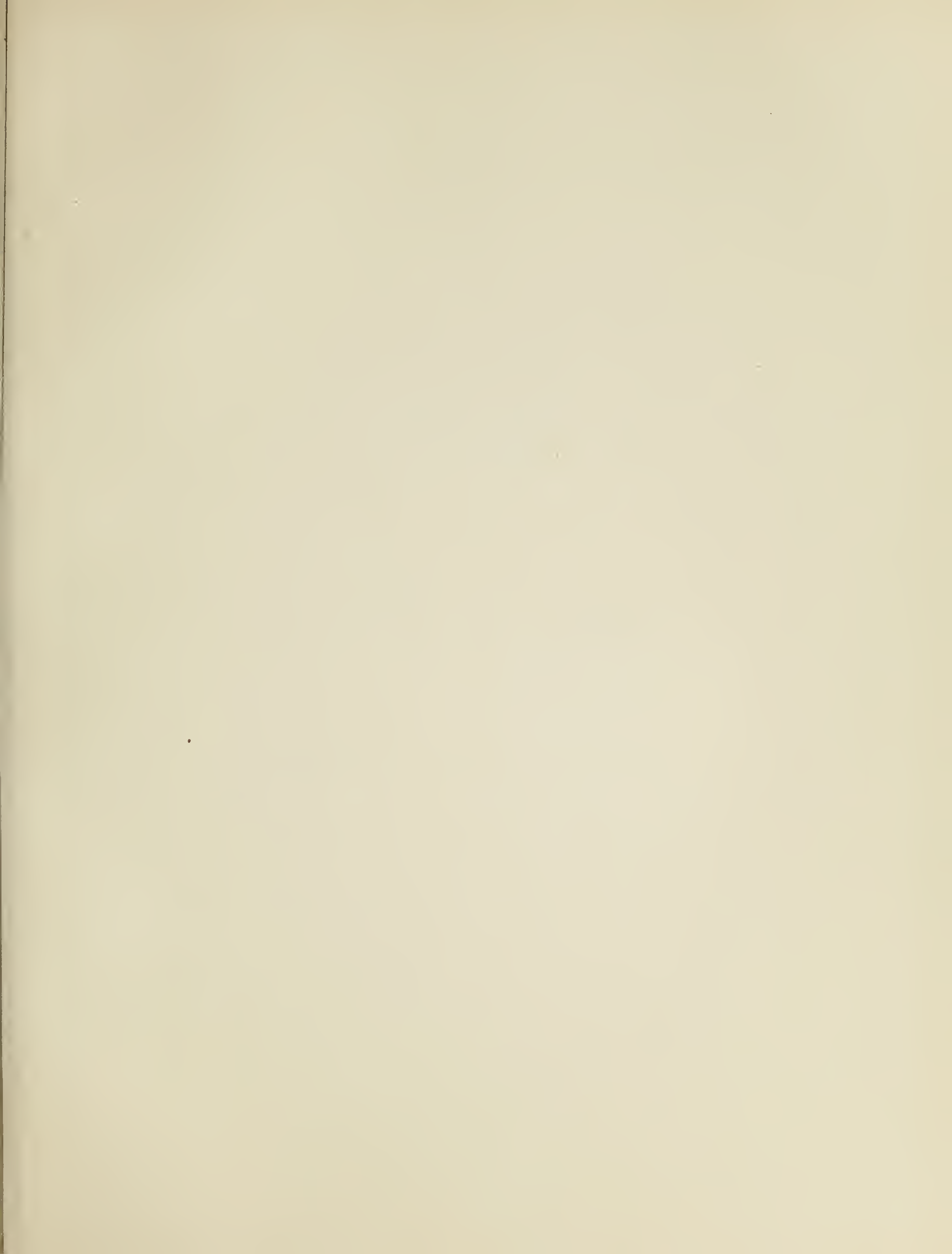


Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche Leipzig









Eiserner Dachreiter
Geschäftshäuser am Werder'schen Markt in Berlin.

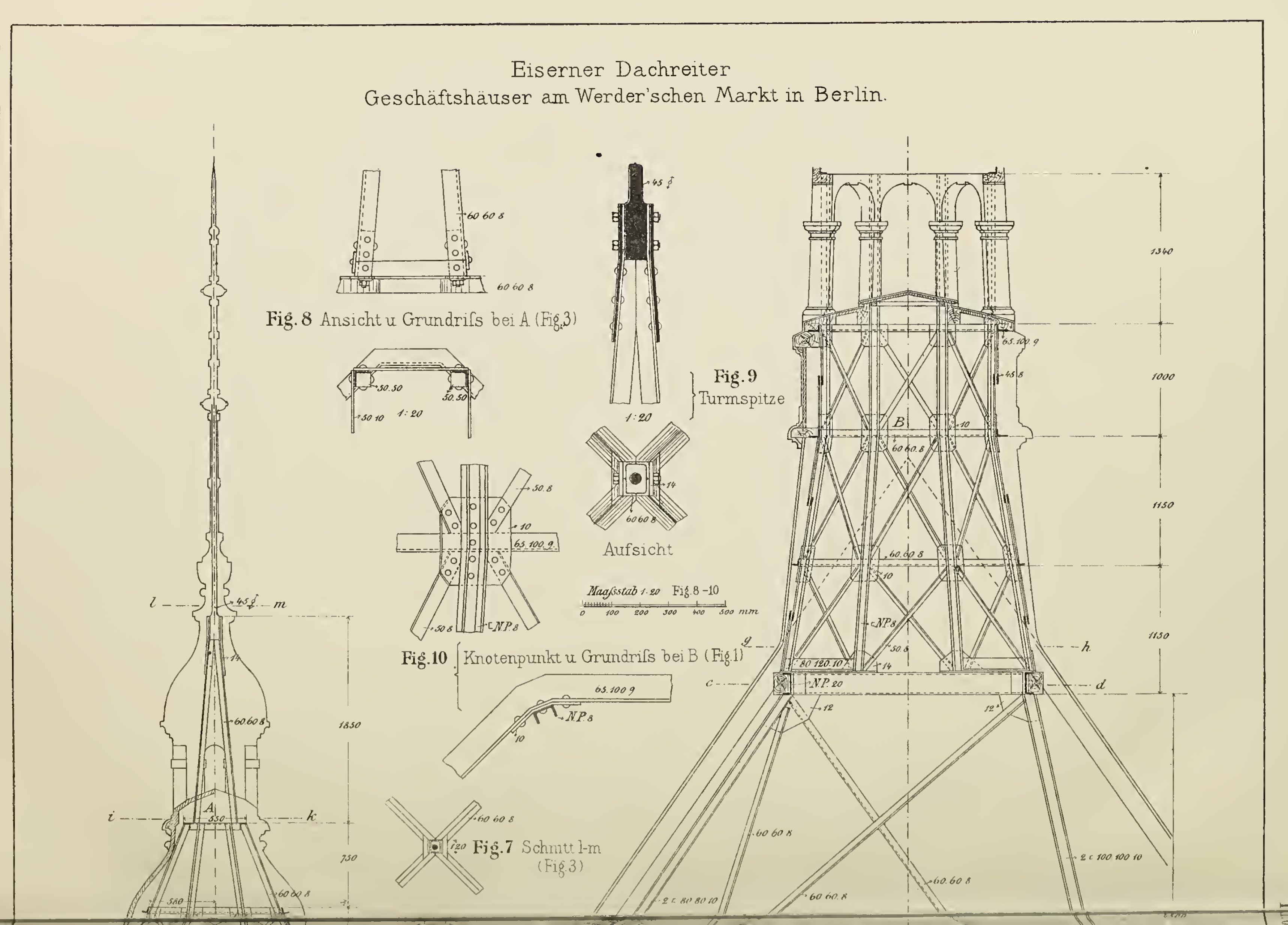


Fig. 8 Ansicht u Grundriſs bei A (Fig. 3)

Fig. 9 Turmspitze

Fig. 10 Knotenpunkt u Grundriſs bei B (Fig. 1)

Fig. 7 Schnitt l-m (Fig. 3)

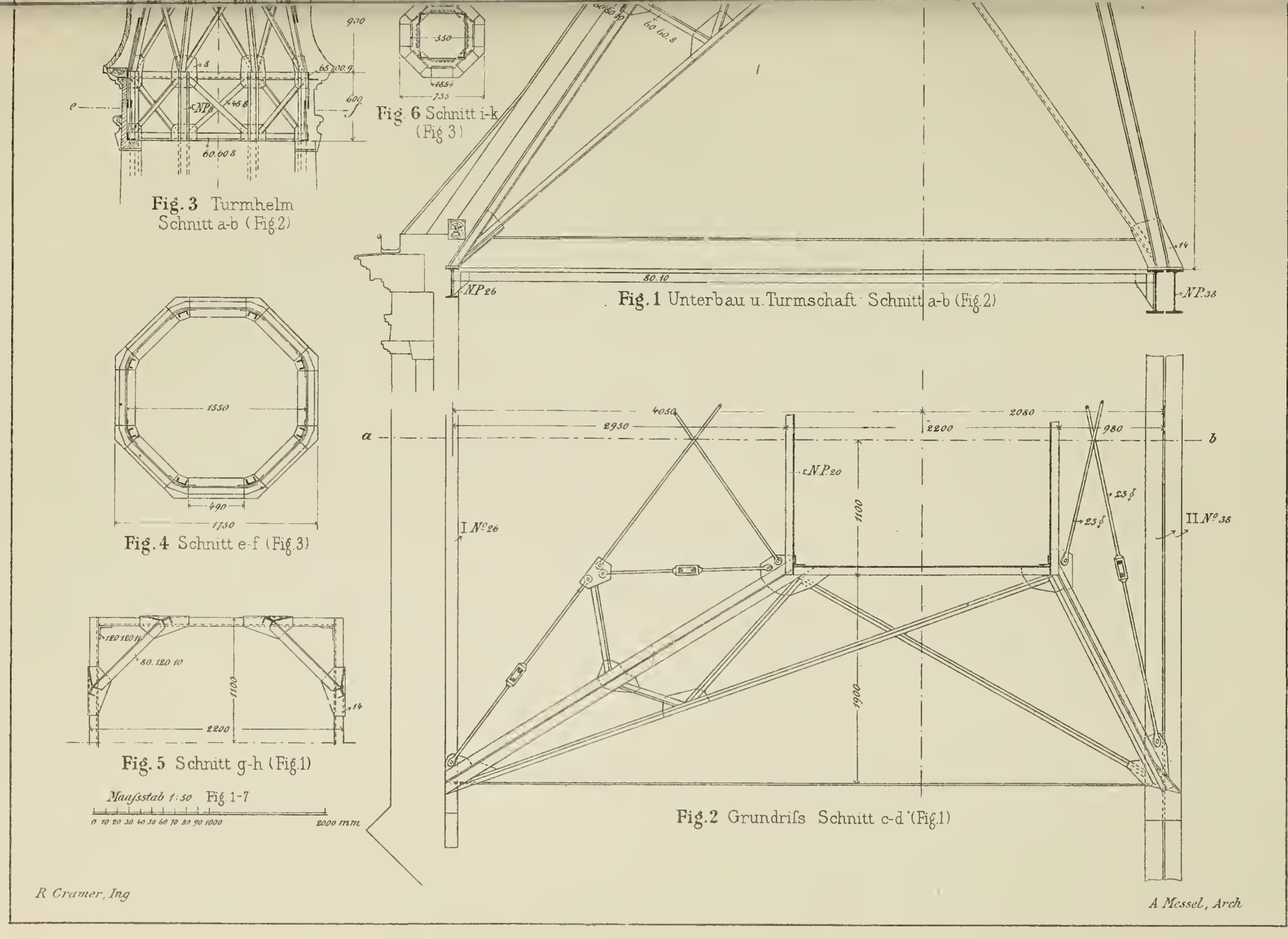


Fig. 1 Unterbau u. Turmschaft Schnitt a-b (Fig. 2)

Fig. 2 Grundriss Schnitt c-d (Fig. 1)

Fig. 3 Turmhelm Schnitt a-b (Fig. 2)

Fig. 4 Schnitt e-f (Fig. 3)

Fig. 5 Schnitt g-h (Fig. 1)

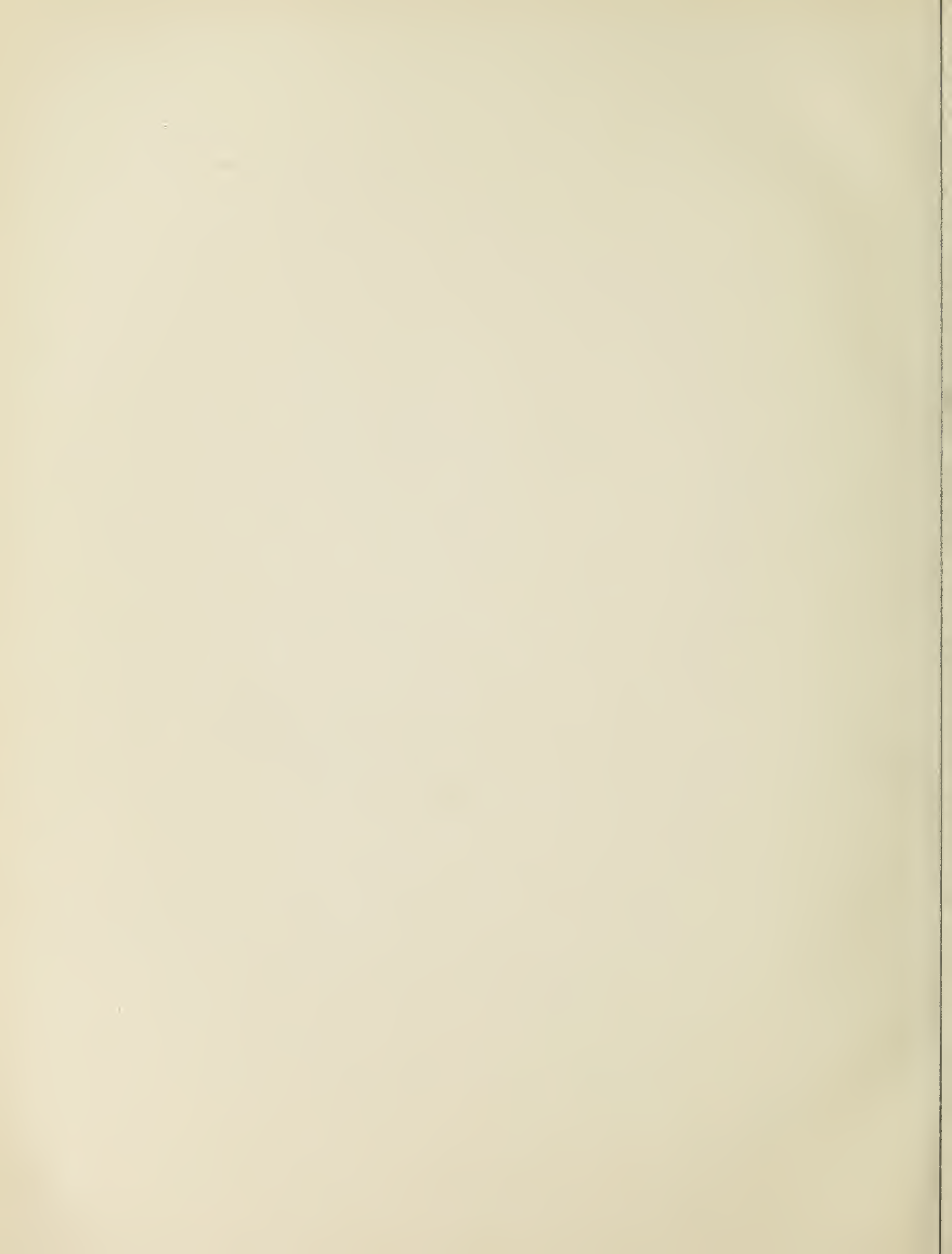
Fig. 6 Schnitt i-k (Fig. 3)

Maassstab 1:50 Fig. 1-7

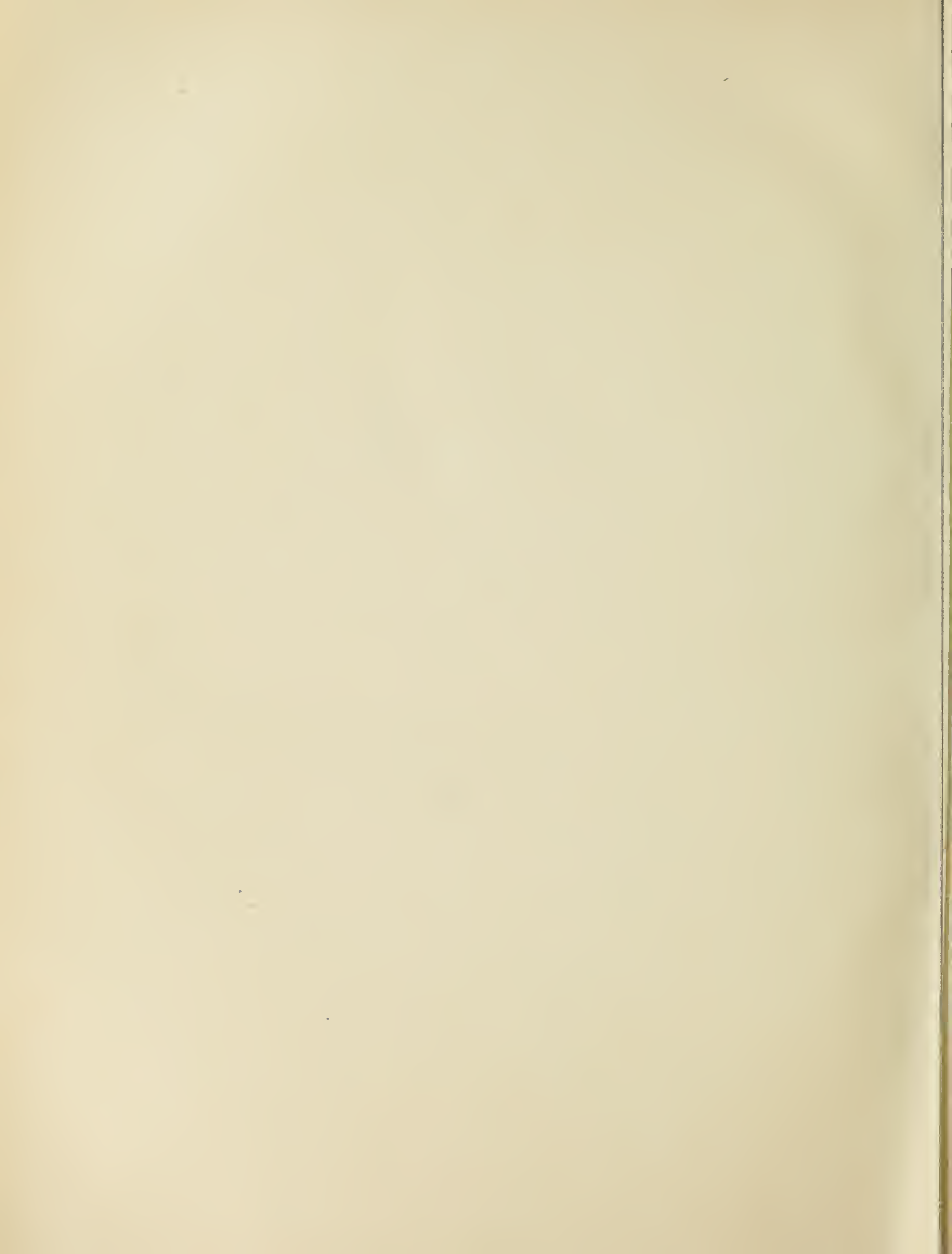
R Cramer, Ing

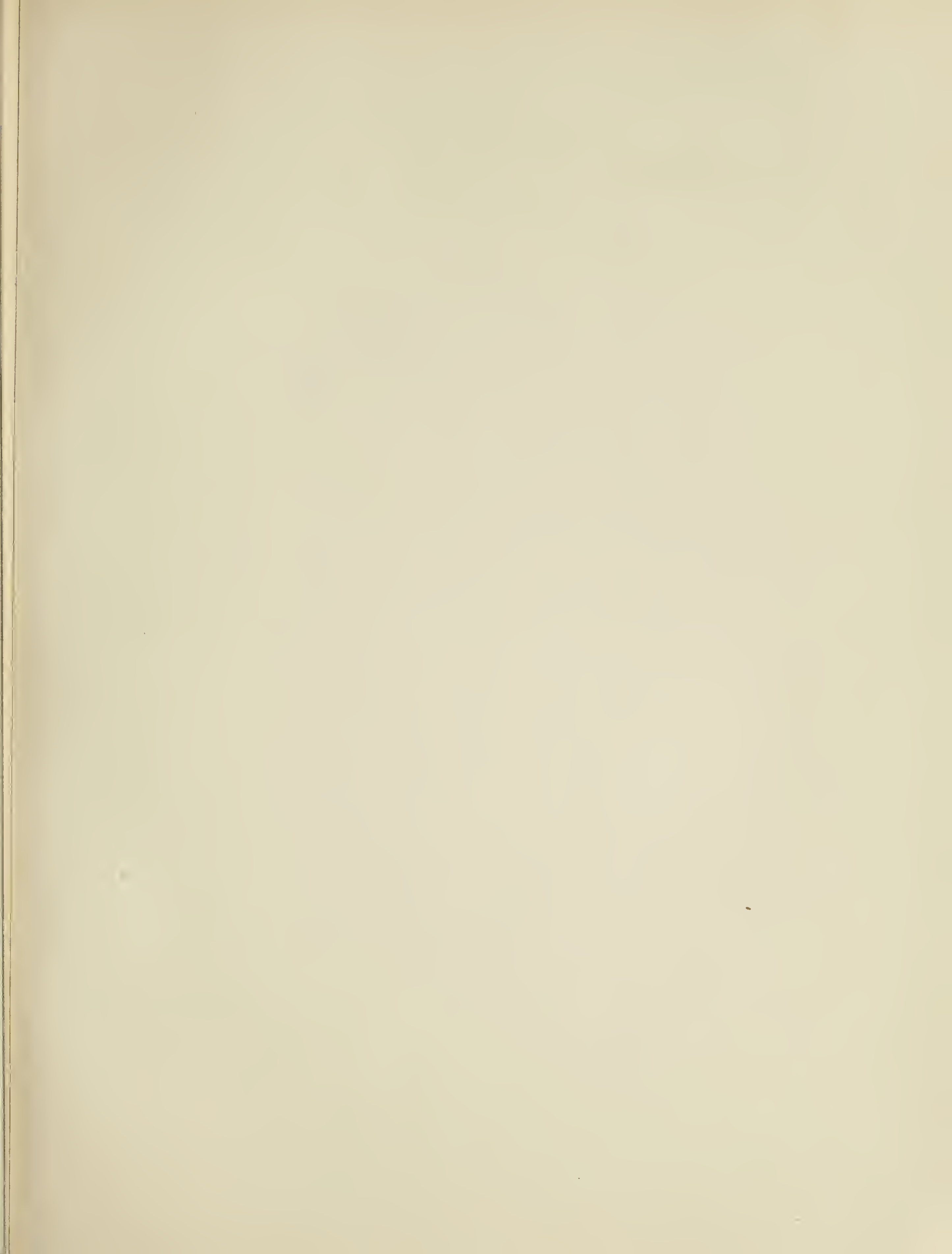
A Messel, Arch

Lith. Anst v J G Fritzsche, Leipzig









Kuppel der neuen Kirche zu Berlin.

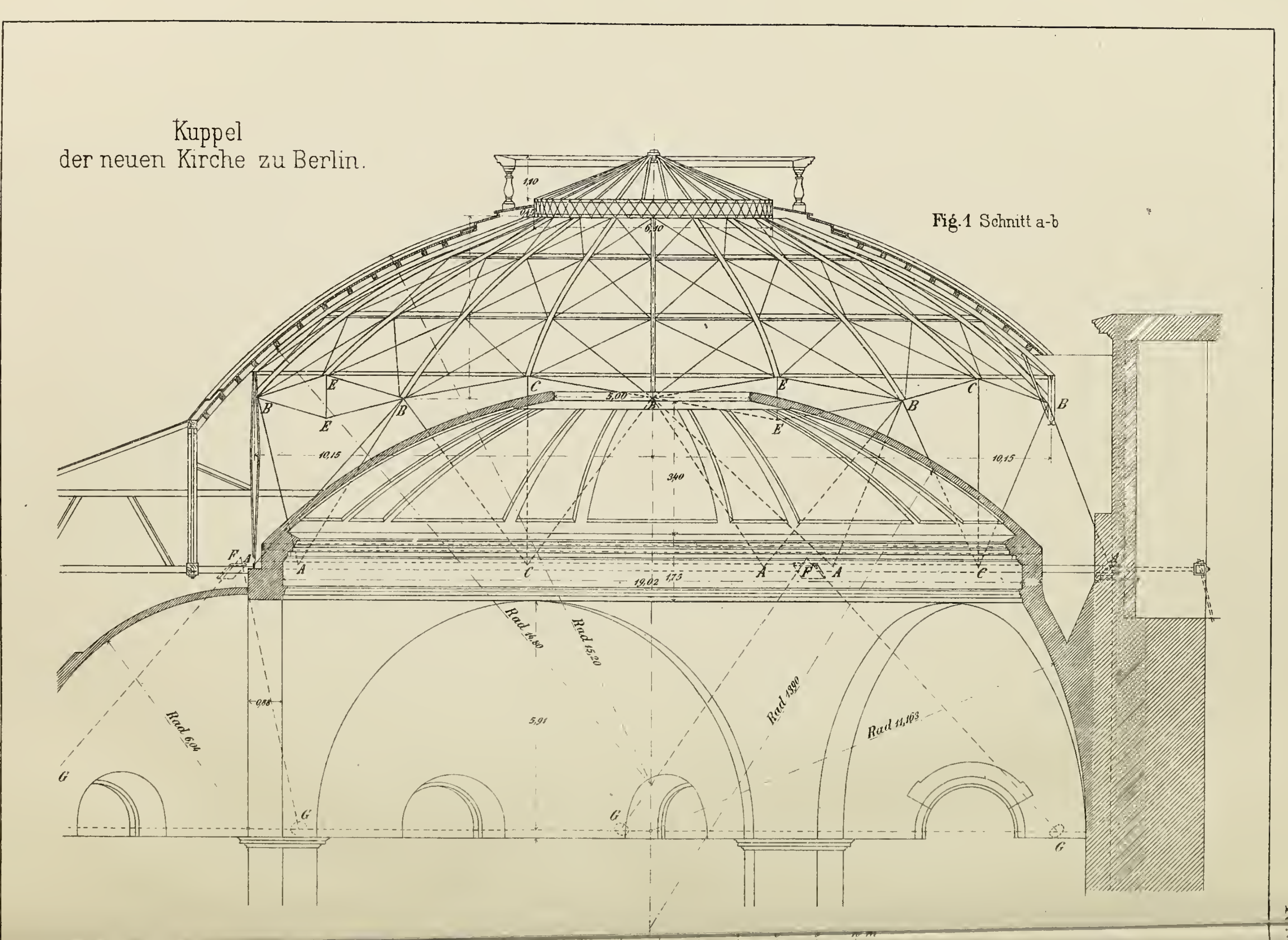


Fig. 1 Schnitt a-b

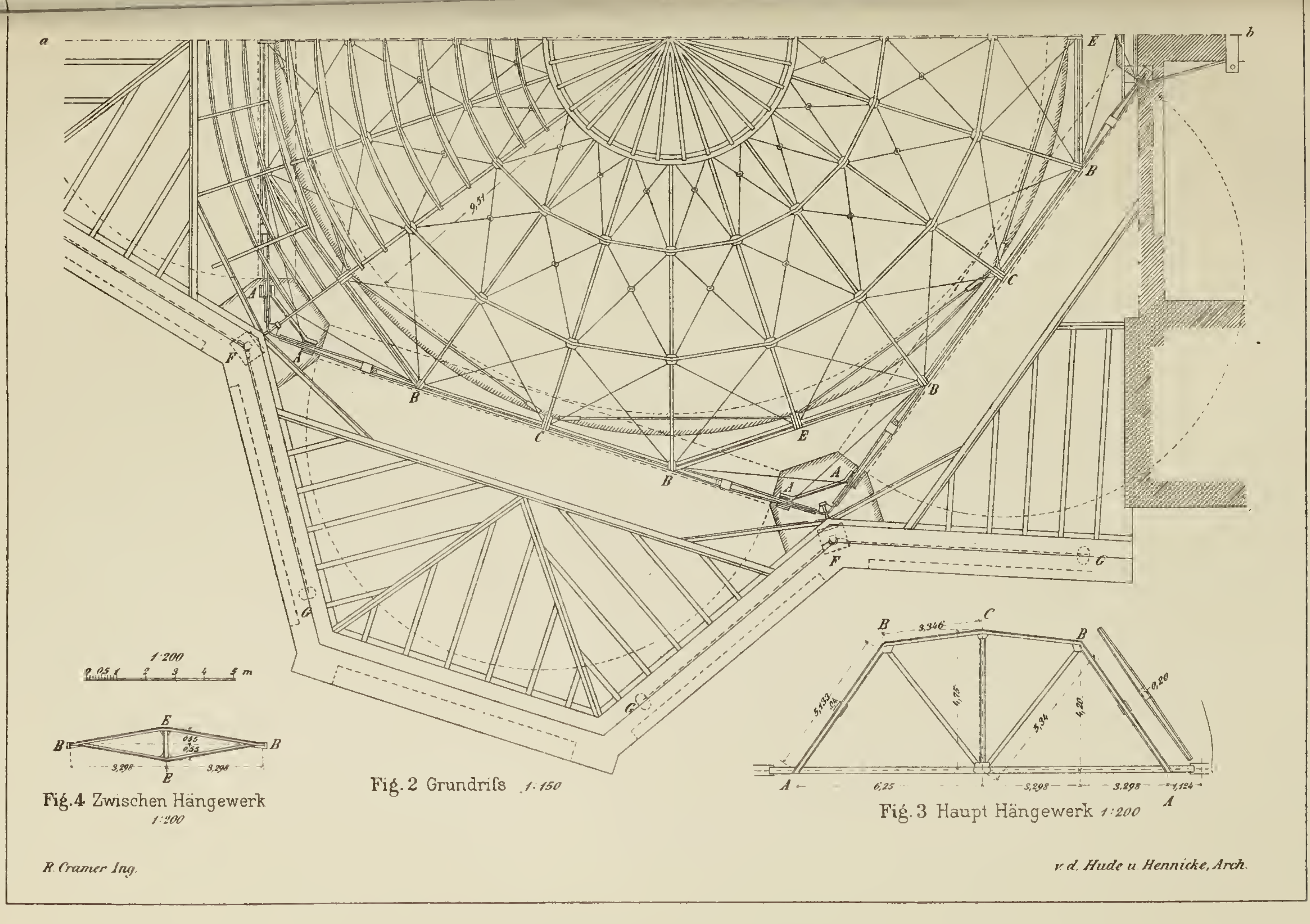


Fig. 4 Zwischen Hängewerk 1:200

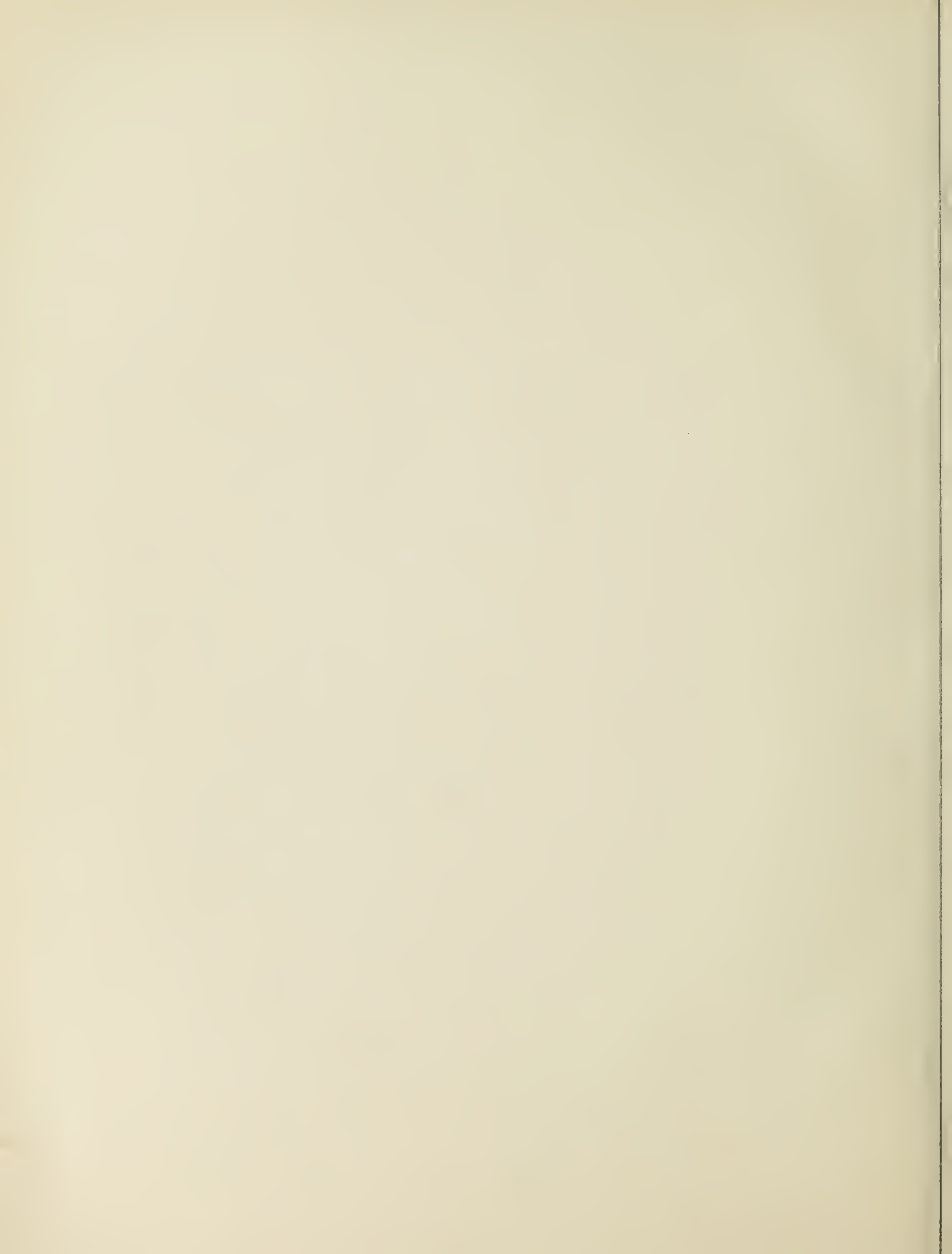
Fig. 2 Grundrifs 1:150

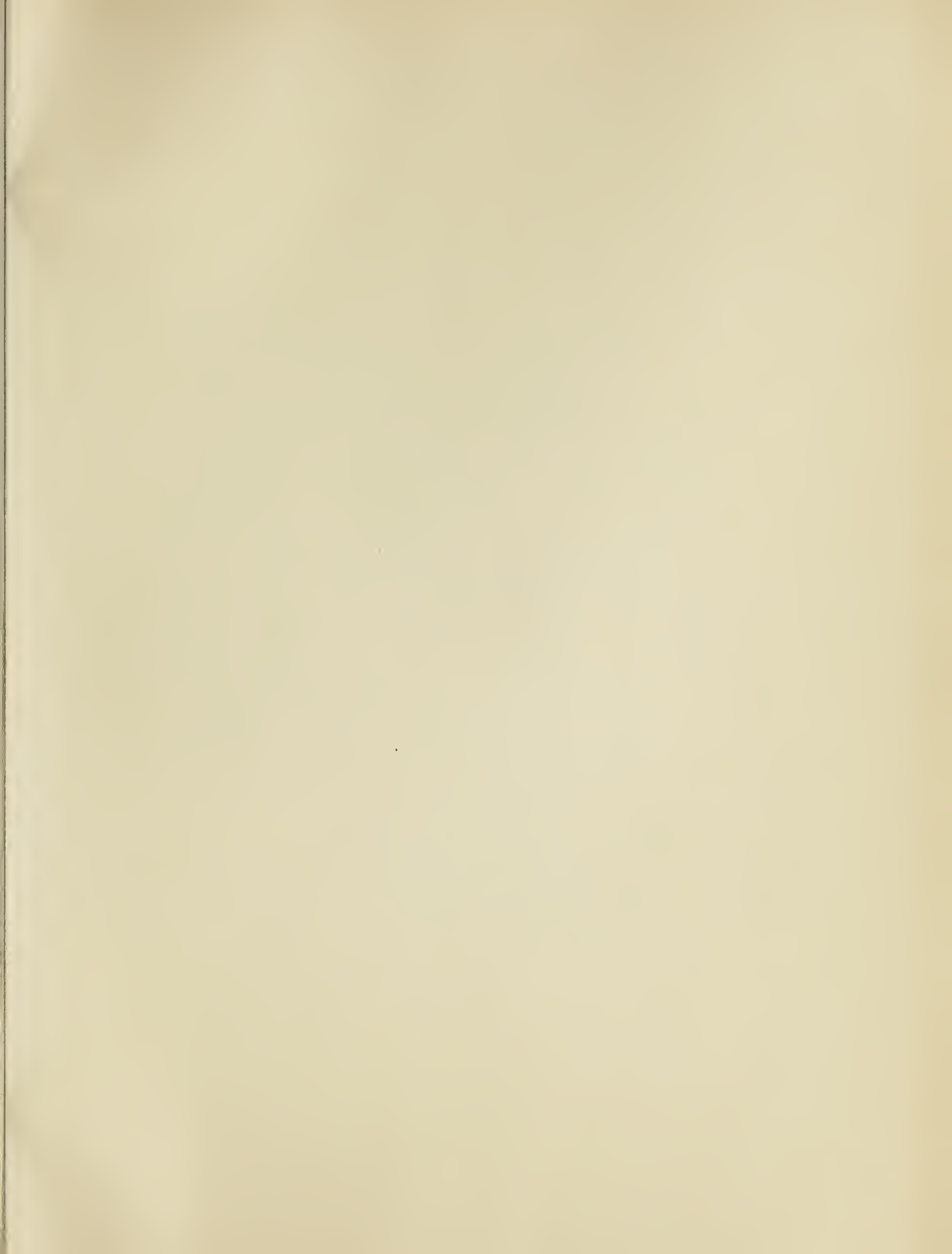
Fig. 3 Haupt Hängewerk 1:200

R. Cramer Ing.

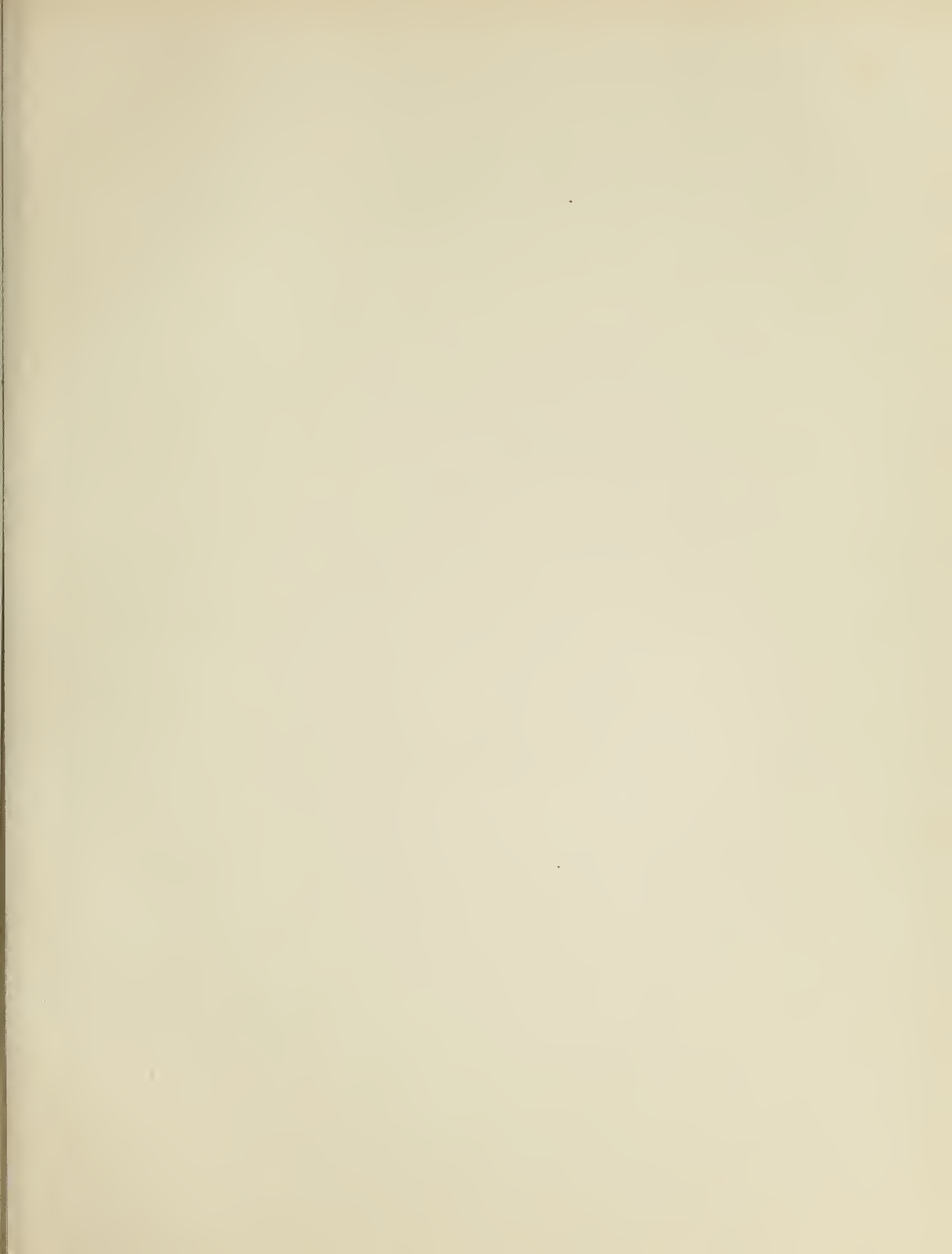
v. d. Hude u. Hennicke, Arch.

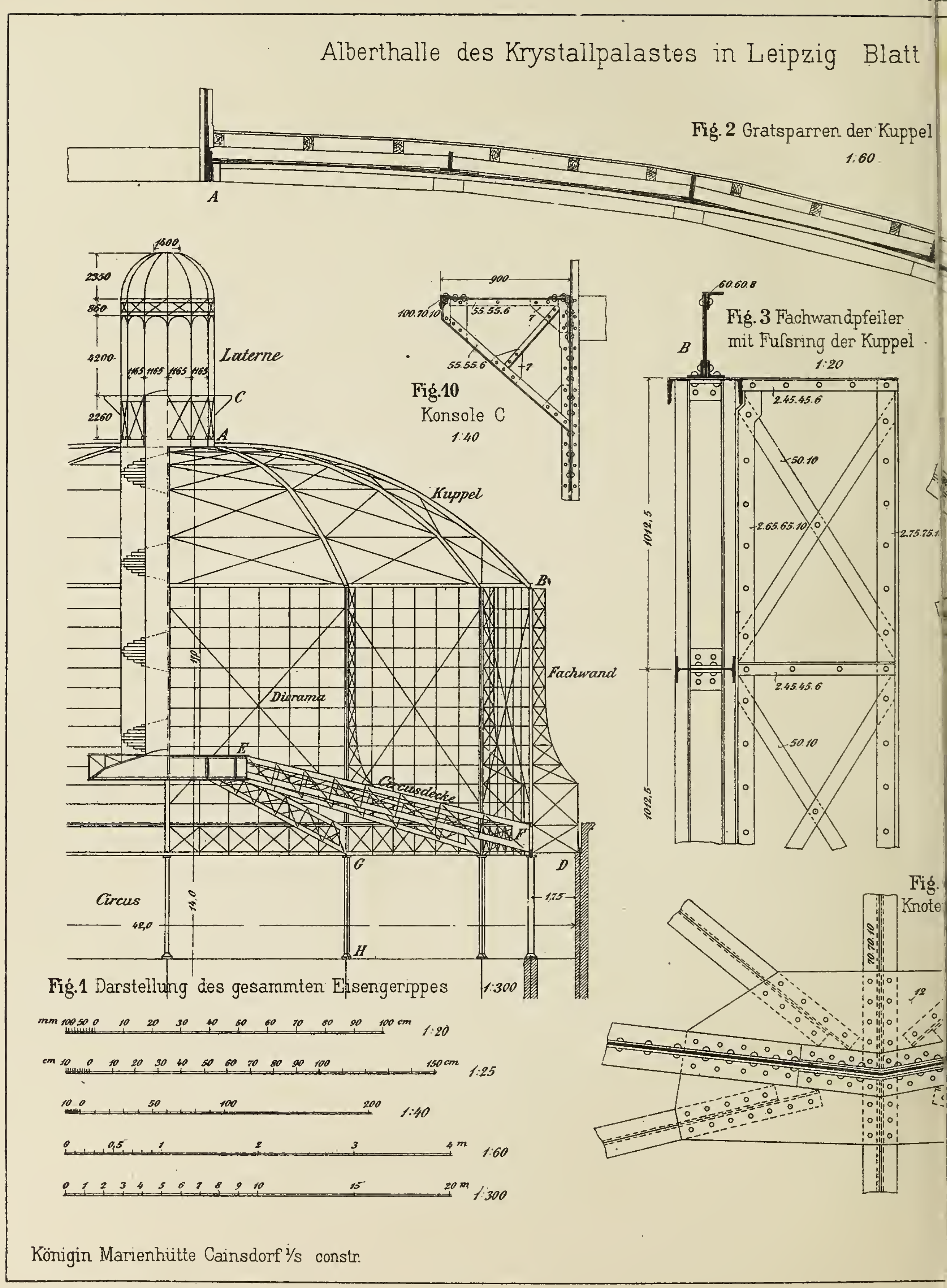
Lith. Anst. v. J G Fritzsche, Leipzig

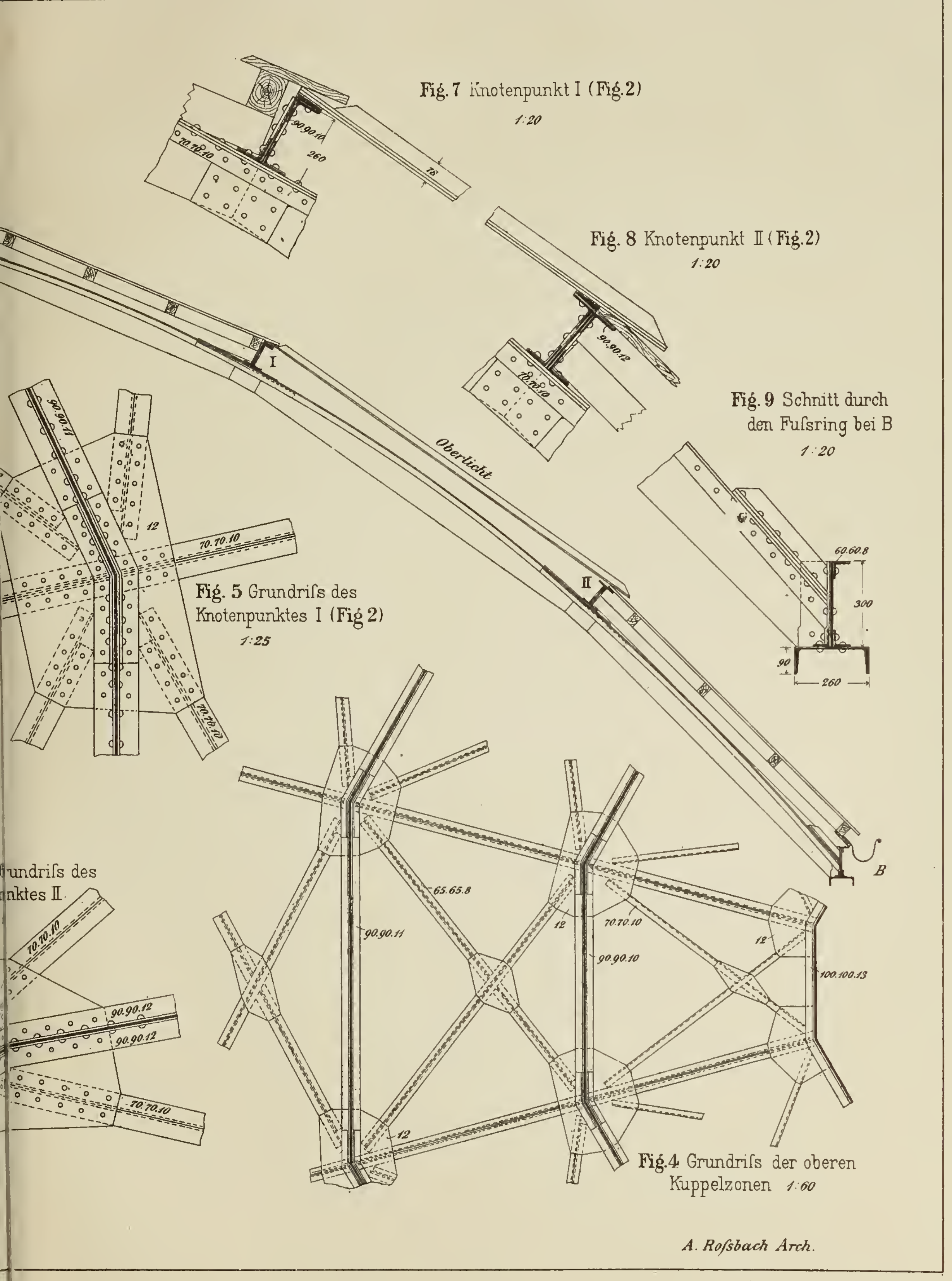






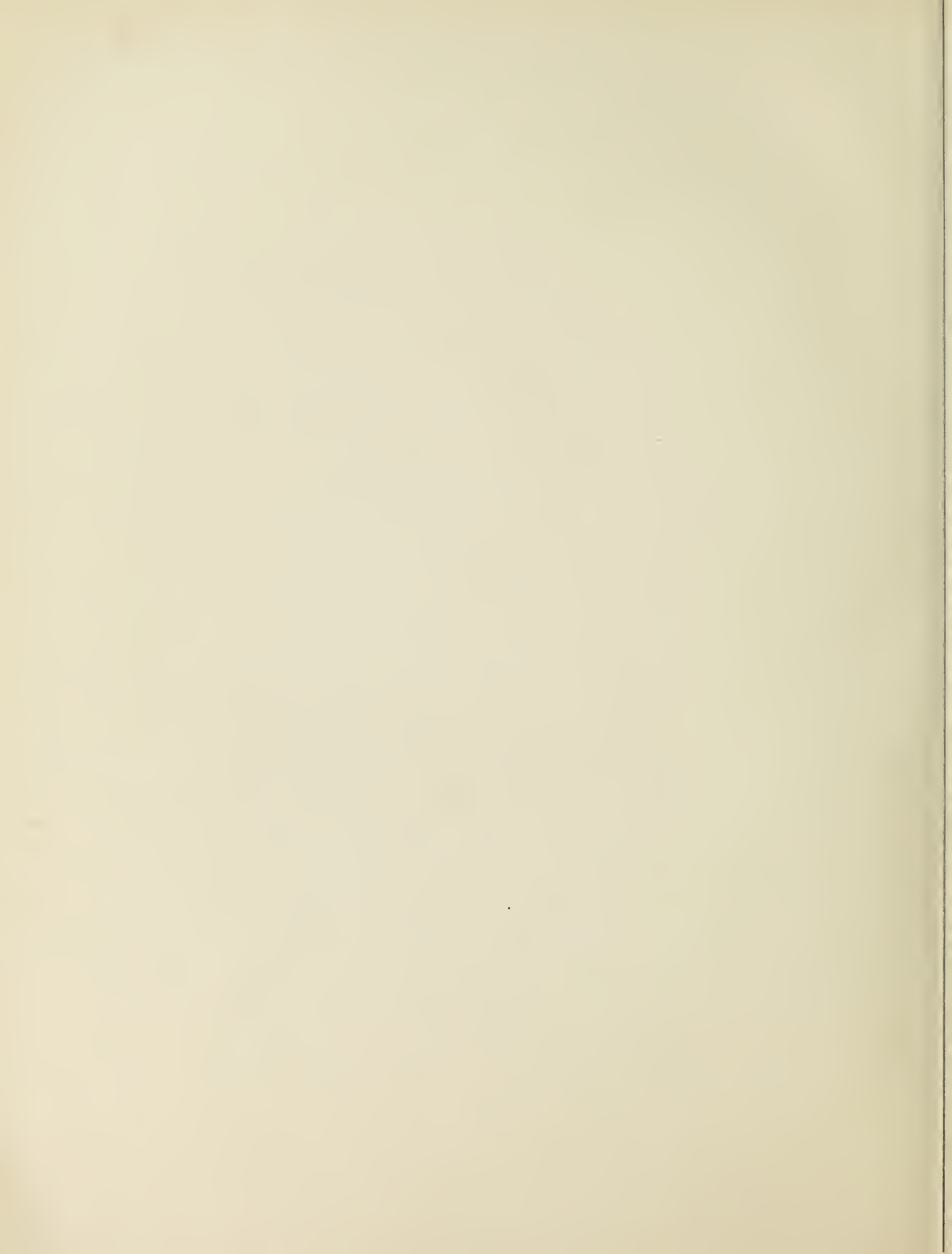



Alberthalle des Krystallpalastes in Leipzig Blatt
Fig. 2 Gratsparren der Kuppel
1:60
Fig. 3 Fachwandpfeiler mit Fufsring der Kuppel
1:20
Fig. 10
Konsole C
1:40
Laterne
Kuppel
Fachwand
Diorama
Circusdecke
Circus
Fig. 1 Darstellung des gesammten Eisengerippes
1:300
1:20
1:25
1:40
1:60
1:300
Königin Marienhütte Cainsdorf i/S constr.



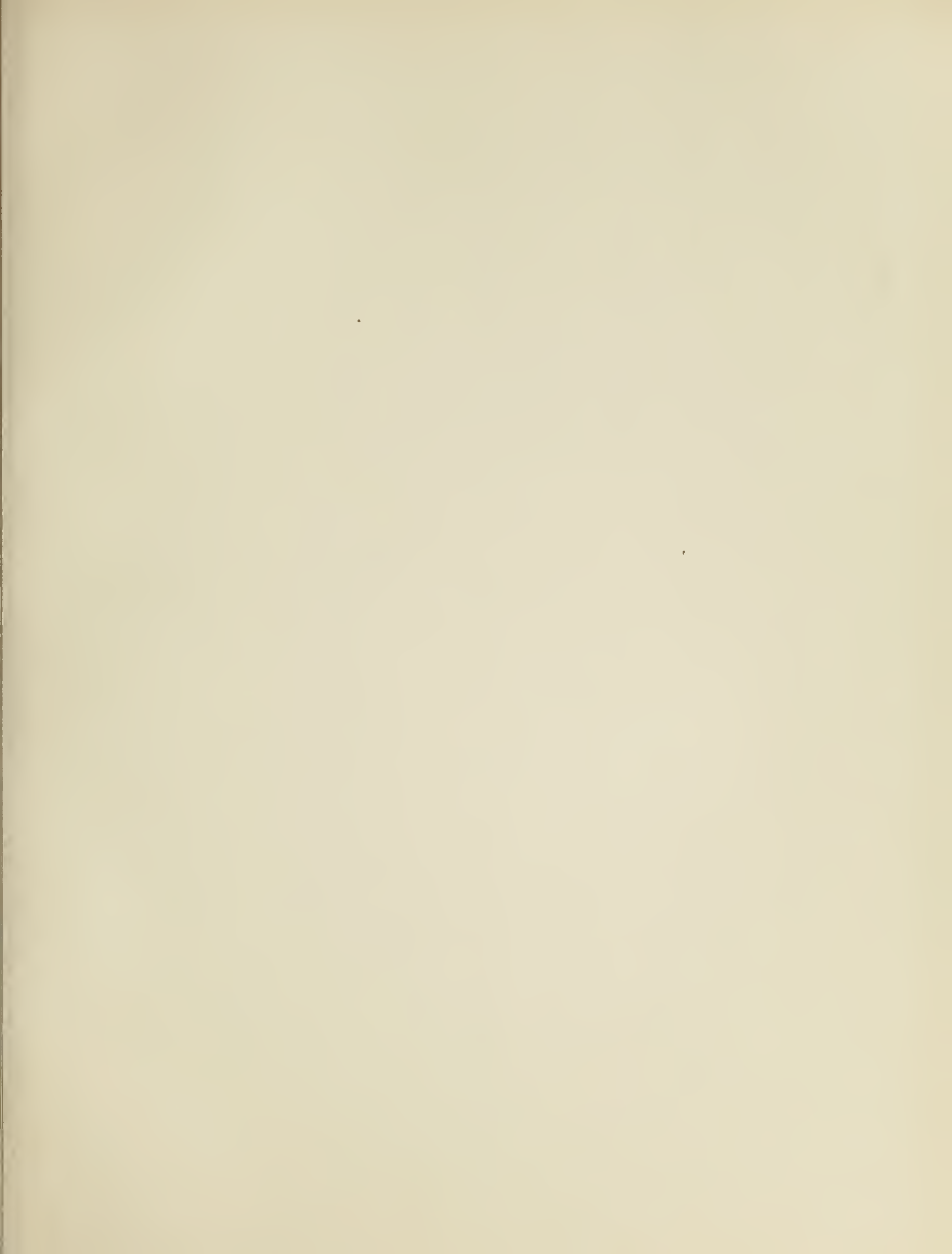
A. Rofsbach Arch.

Lith. Anst v J. G. Fritzsche, Leipzig

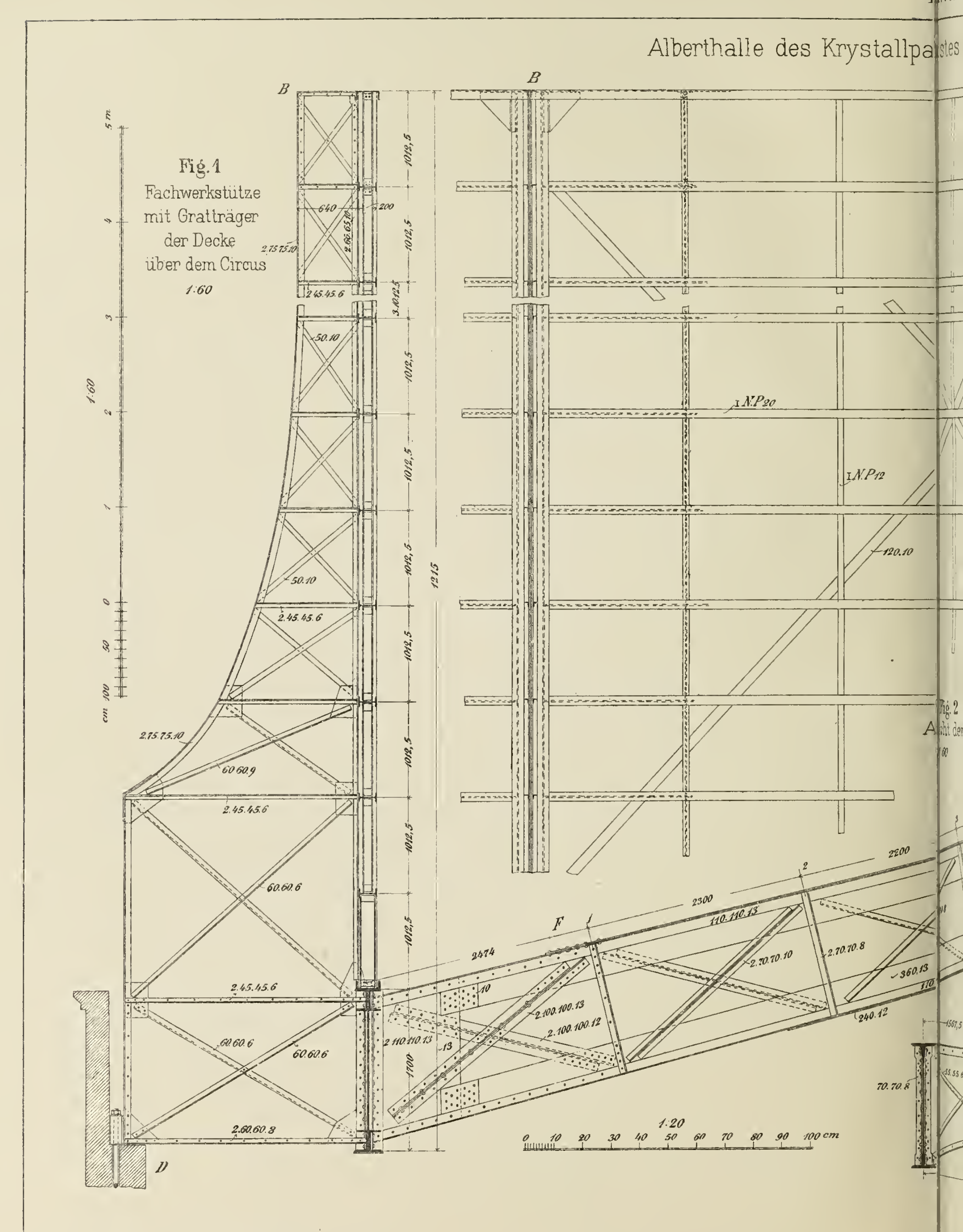






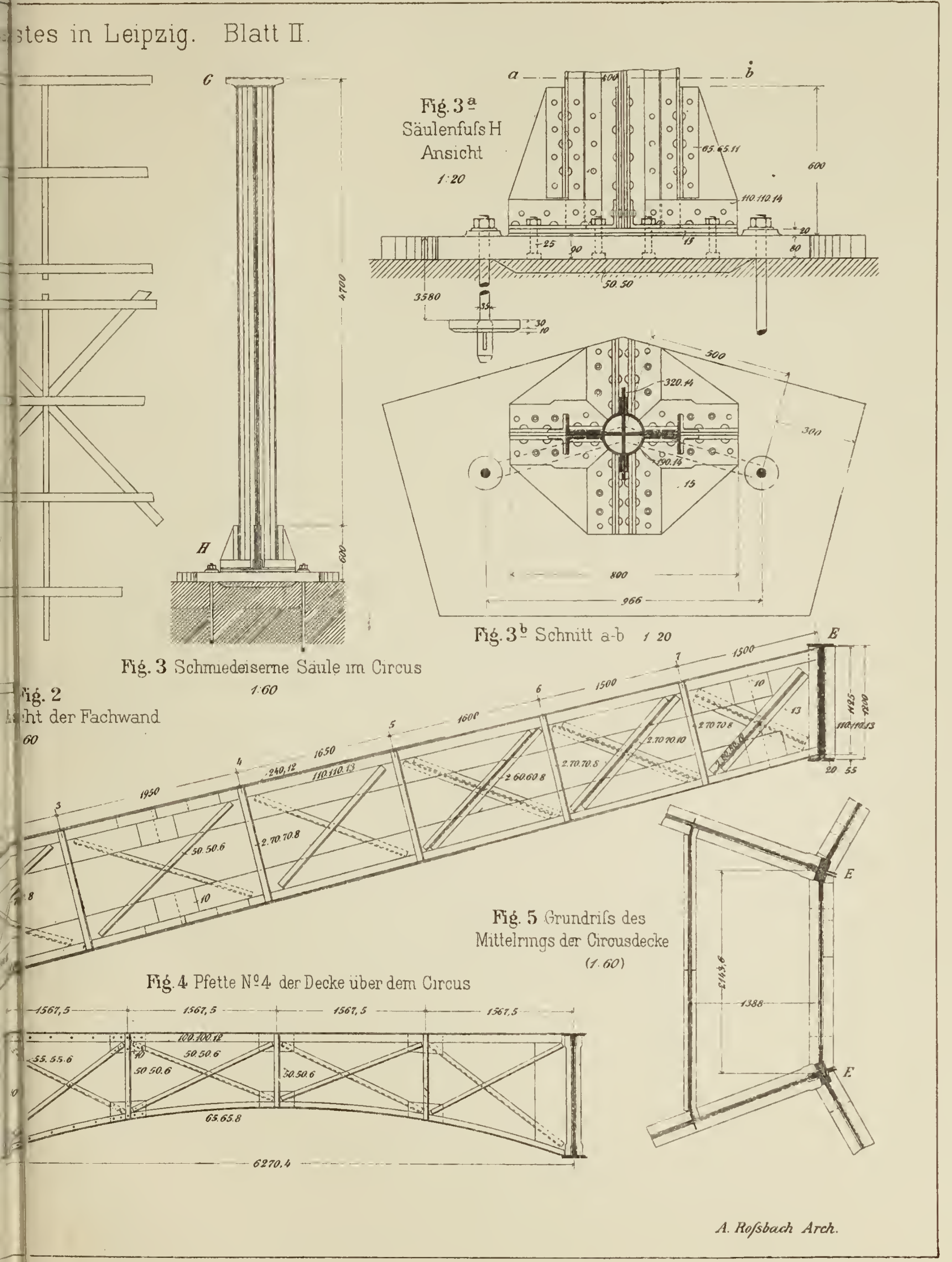


Alberthalle des Krystallpalastes

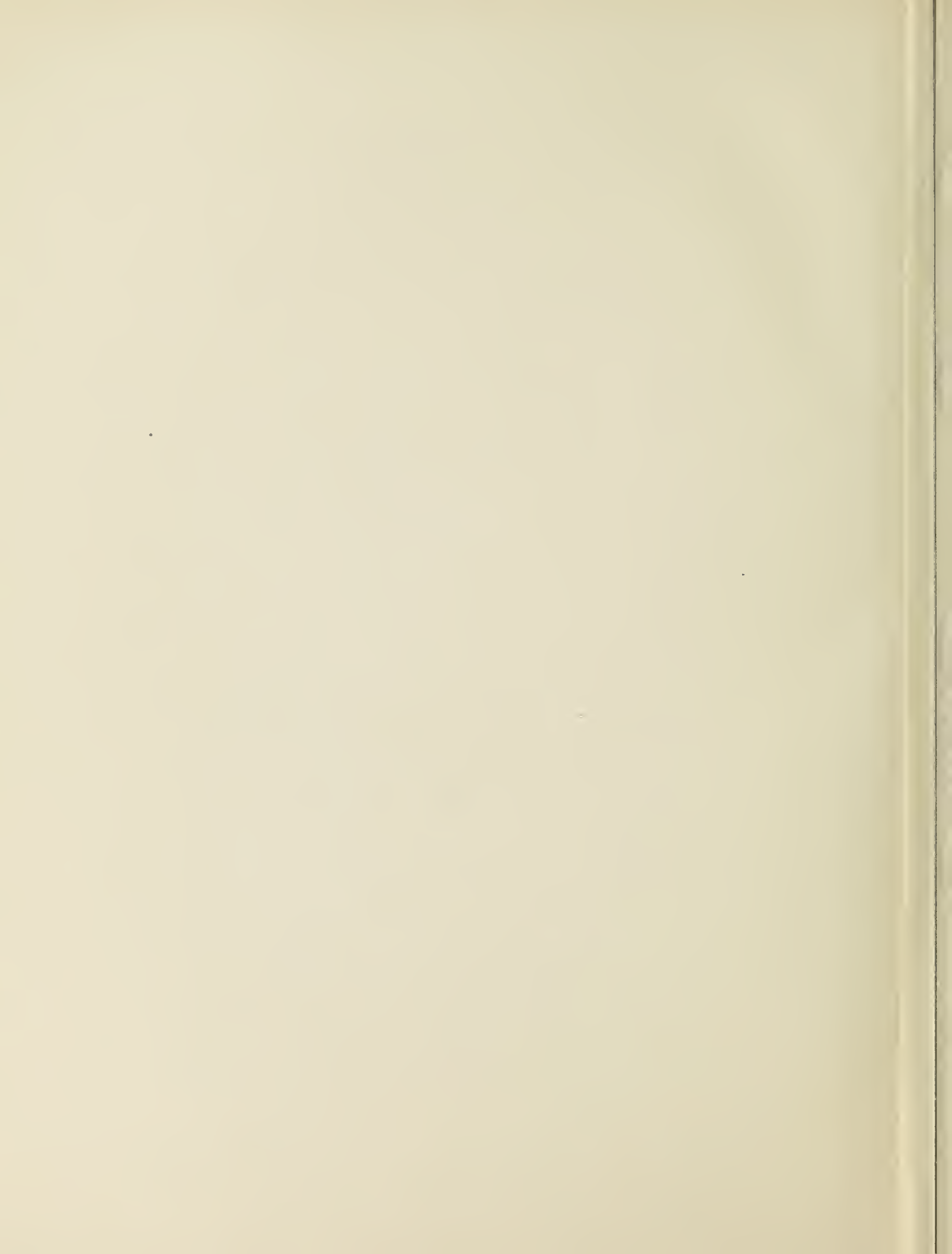


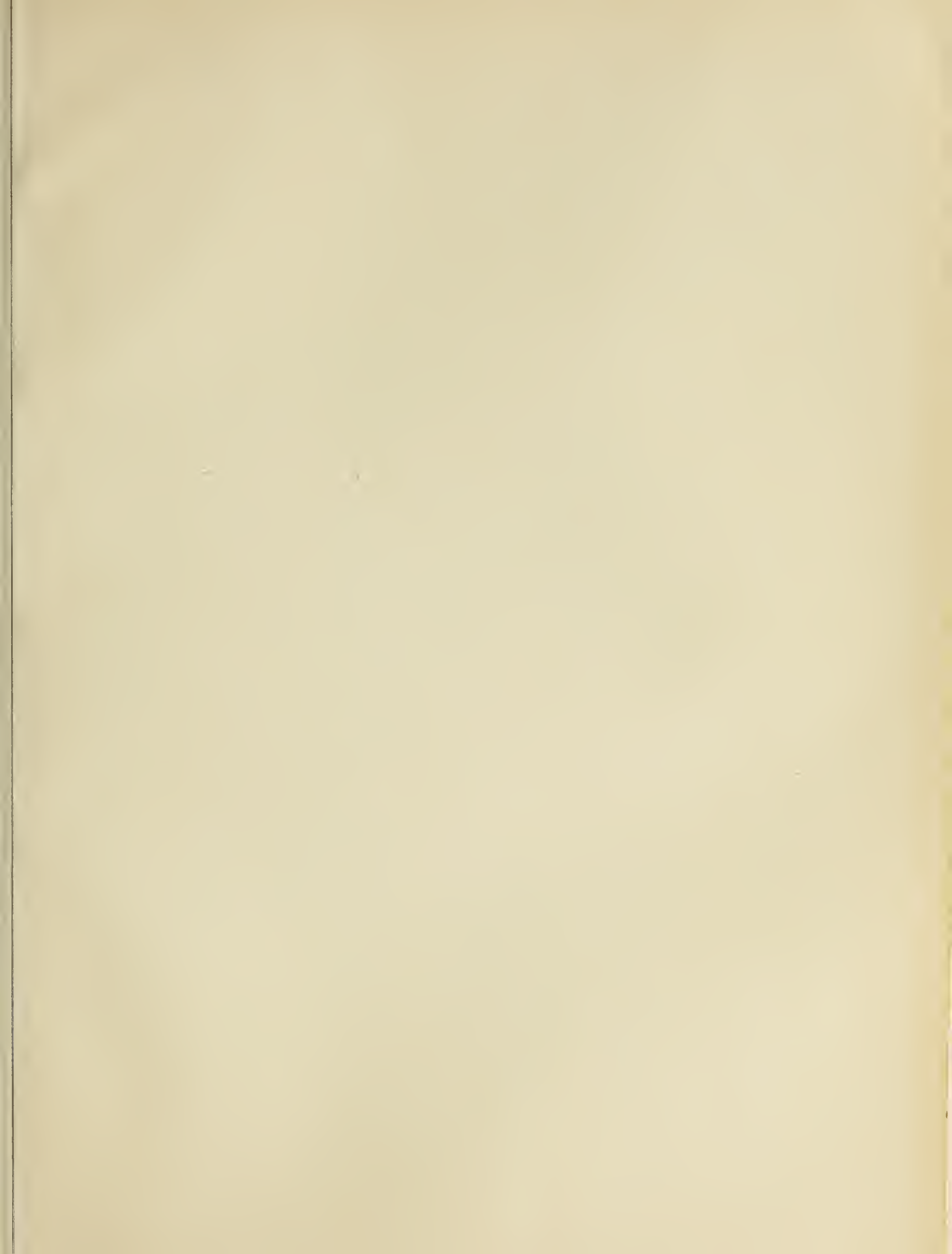
Königin Marien Hütte Cainsdorf i/S. constr.

stes in Leipzig. Blatt II.



Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche, Leipzig









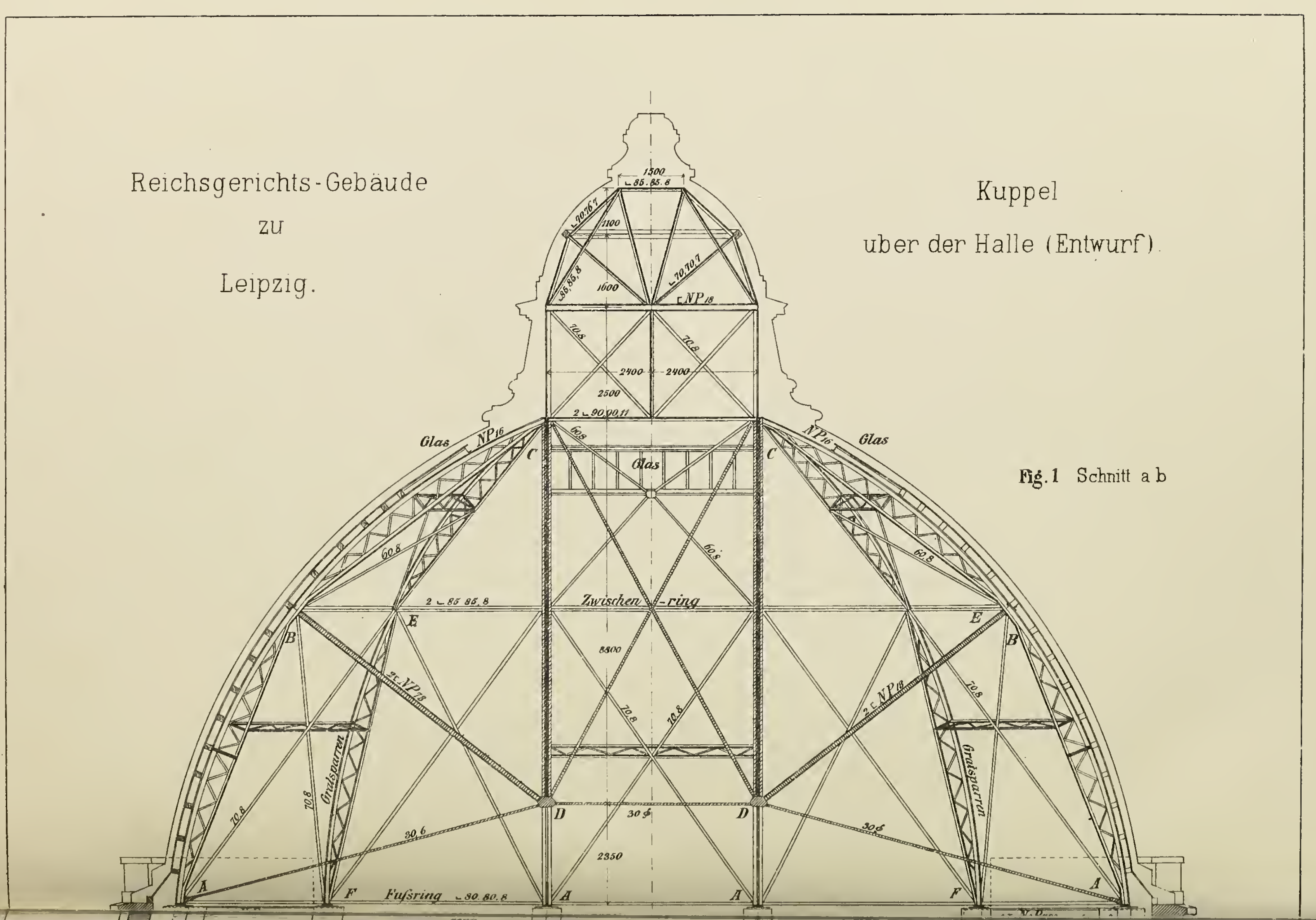


Fig. 1 Schnitt a b

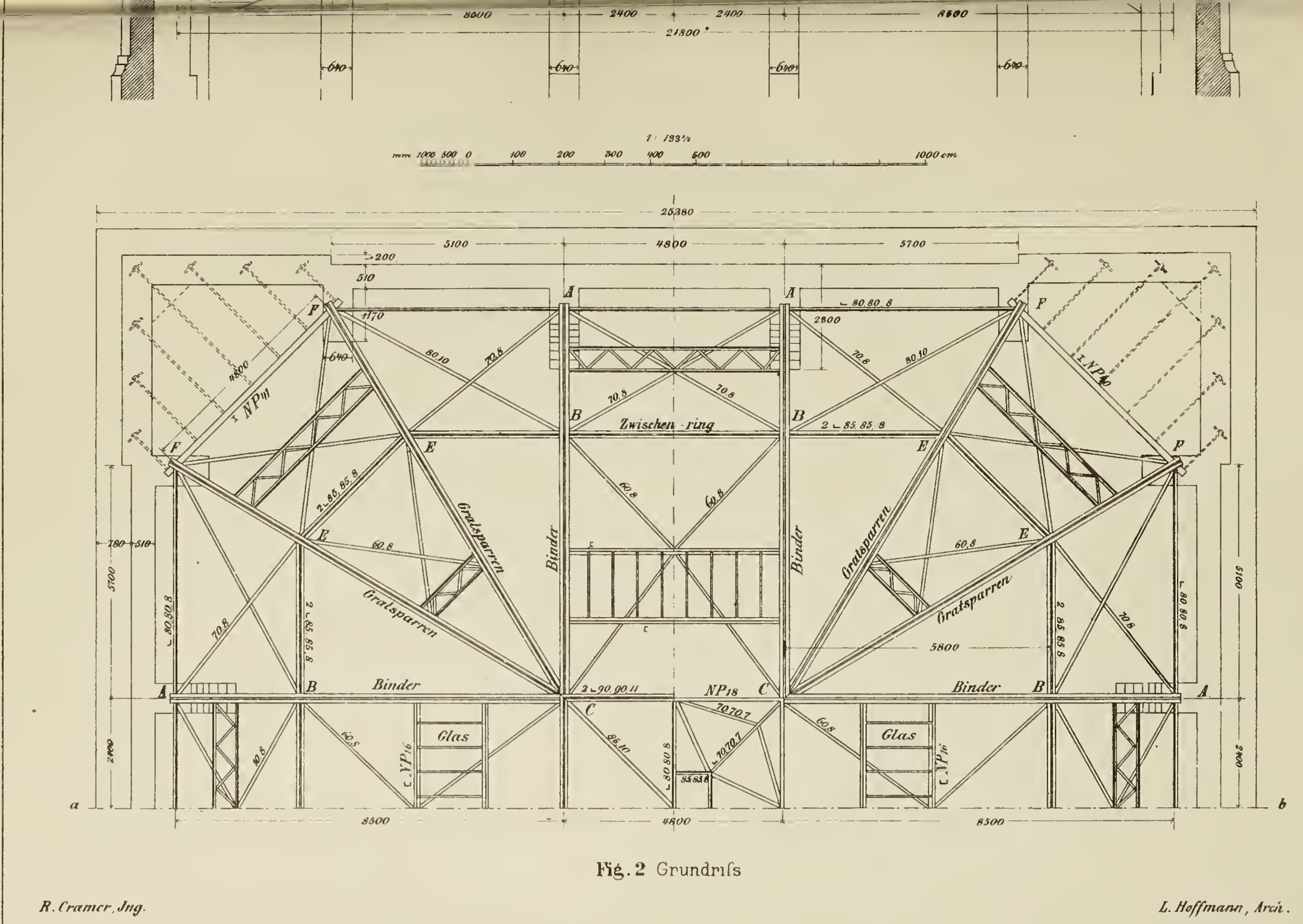
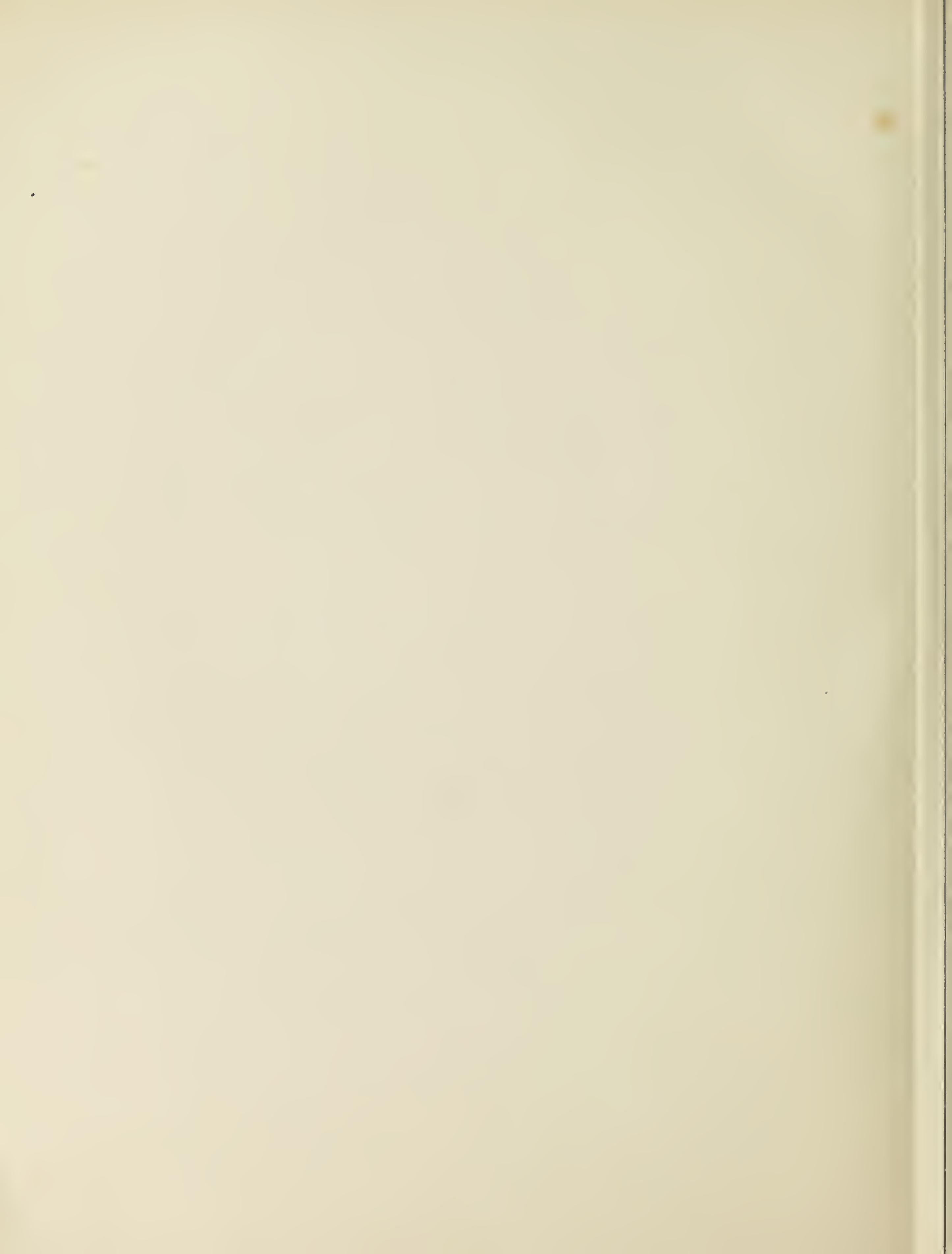
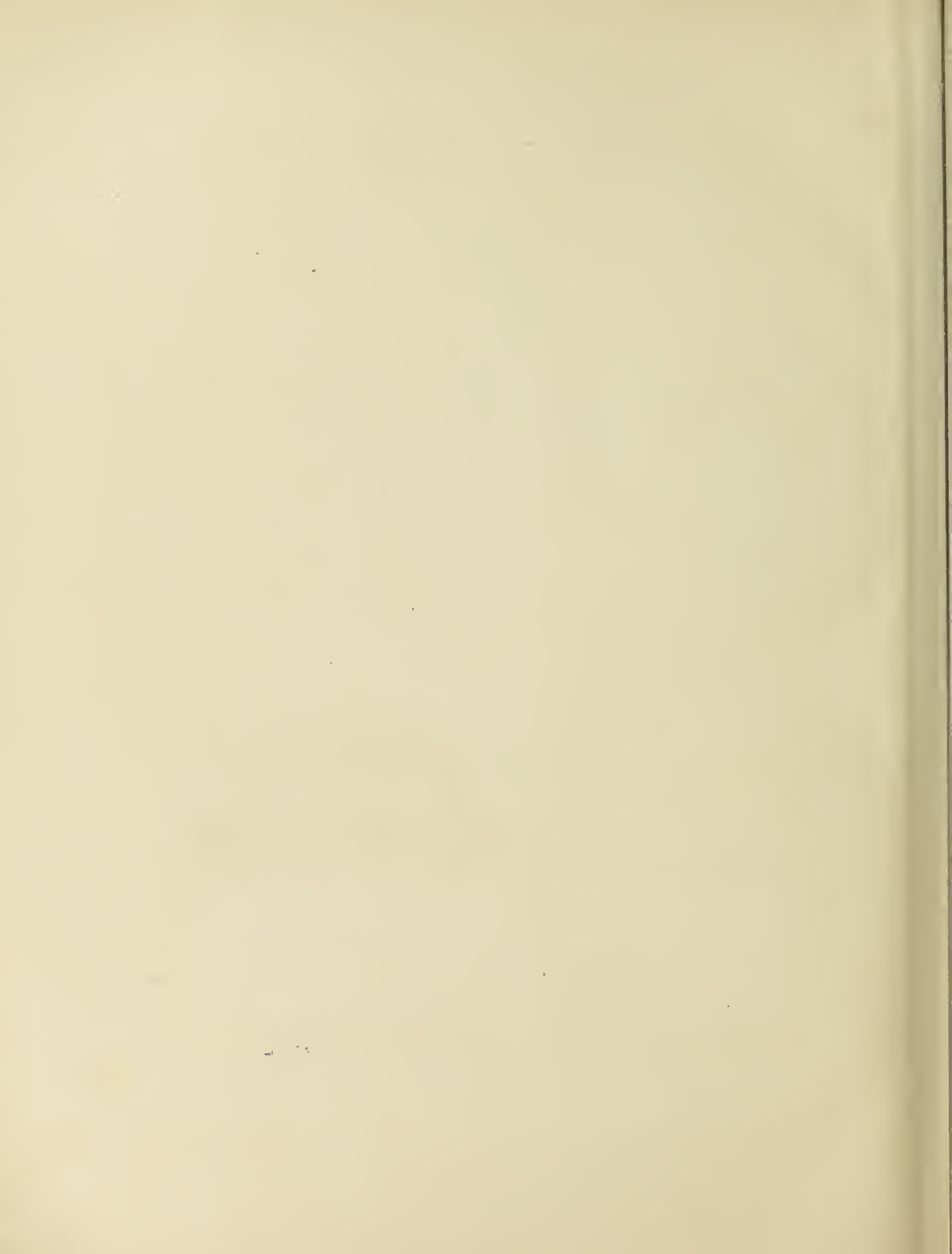


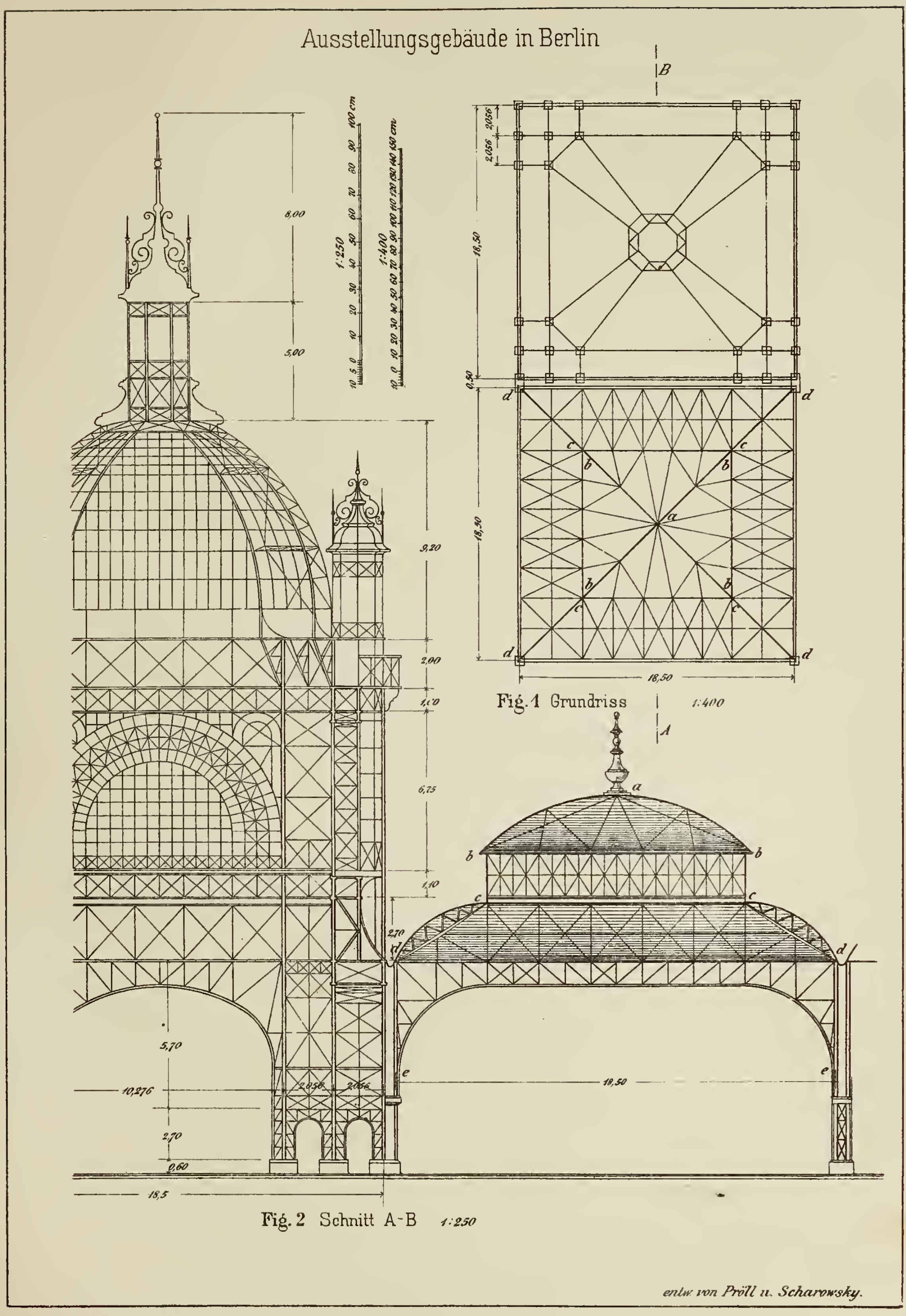
Fig. 2 Grundriſs

Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche, Leipzig

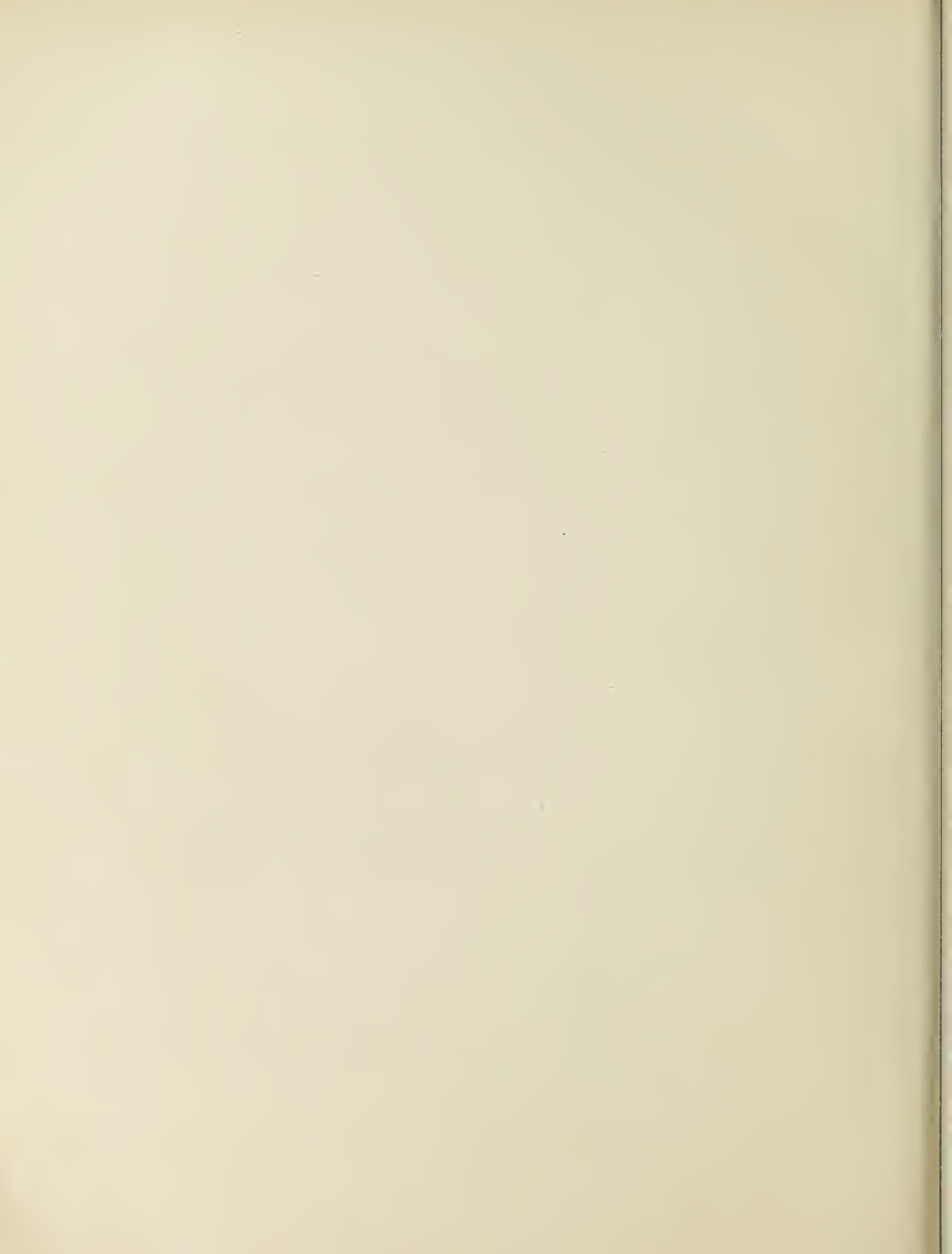


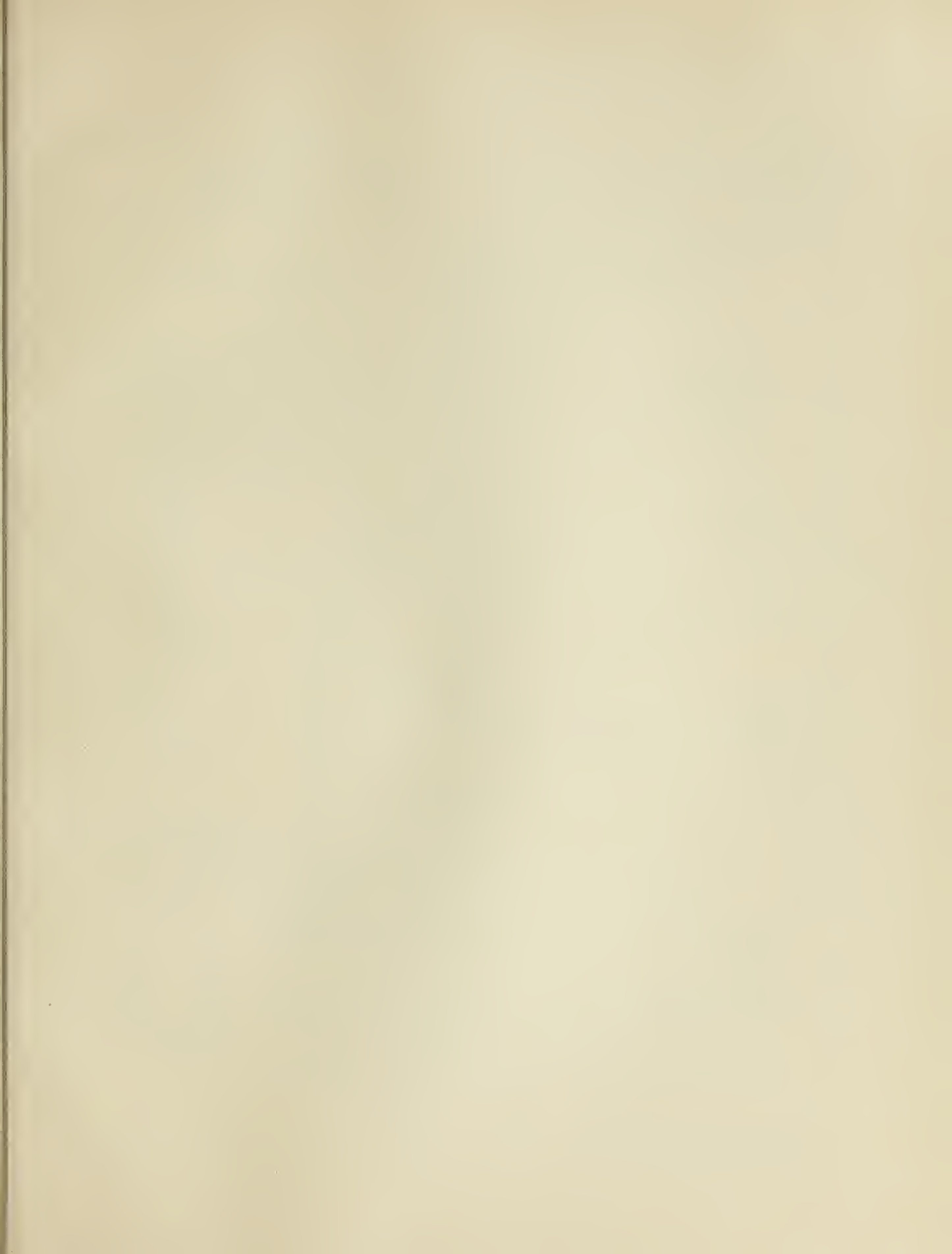




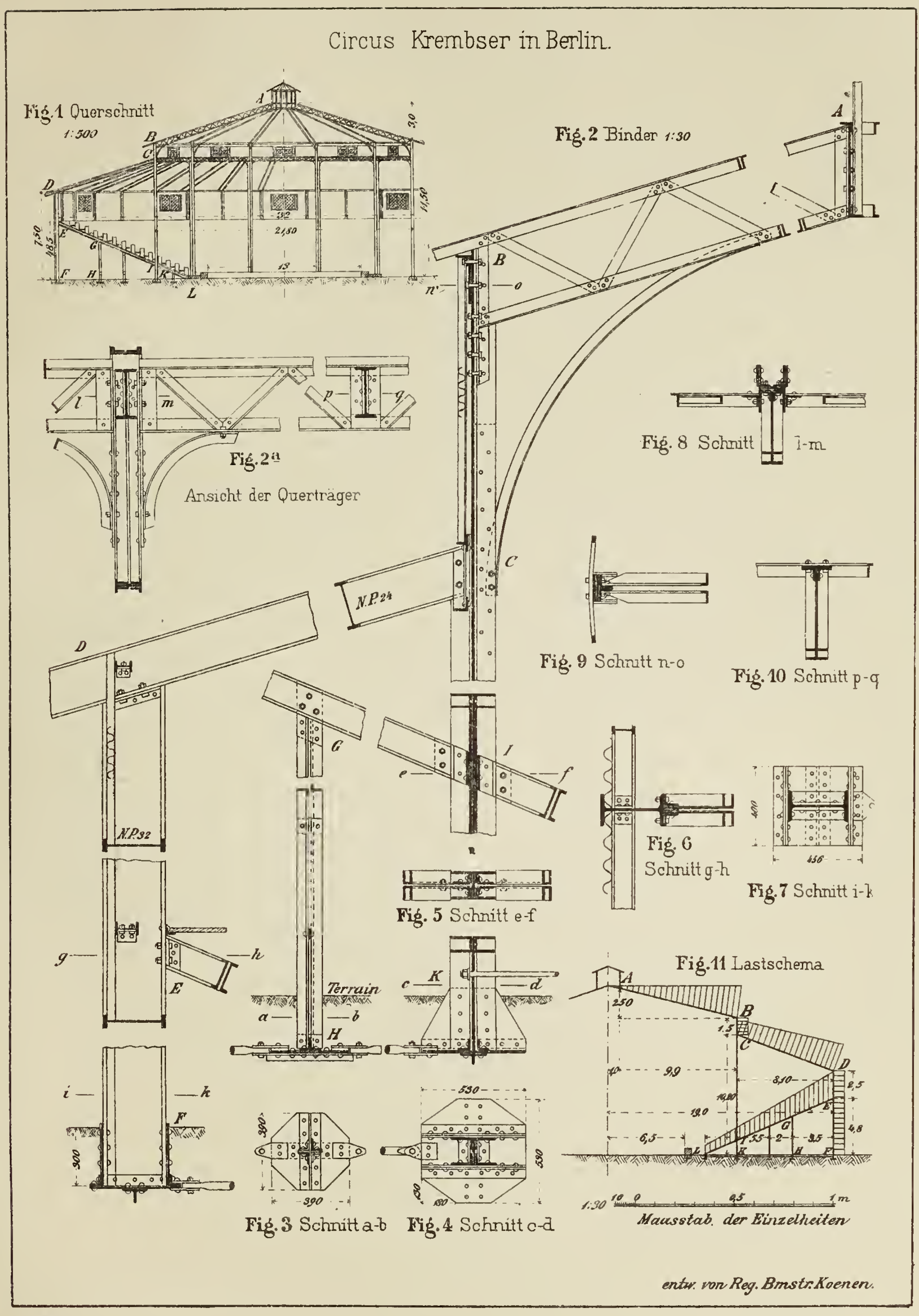


 Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche, Leipzig







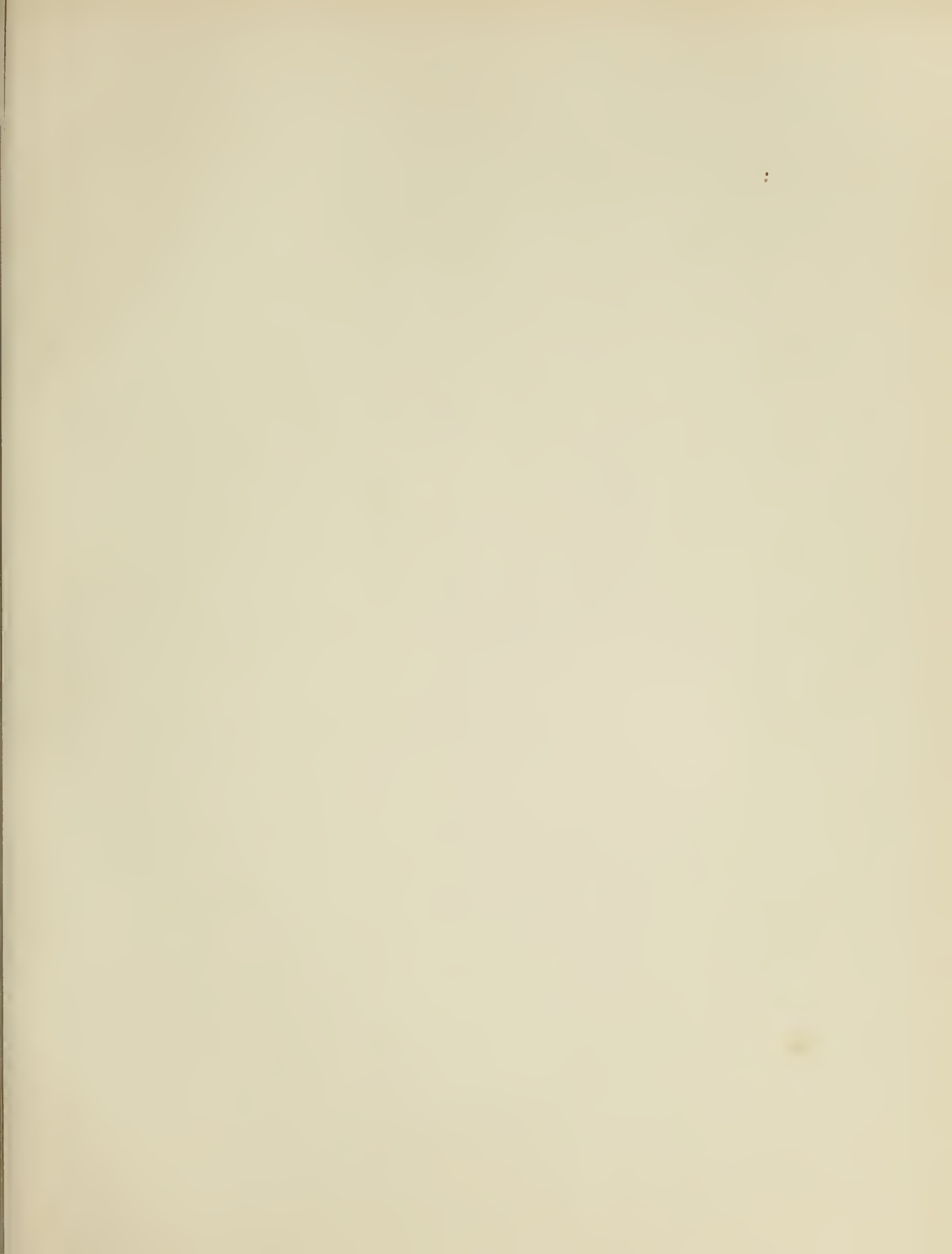


Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche, Leipzig









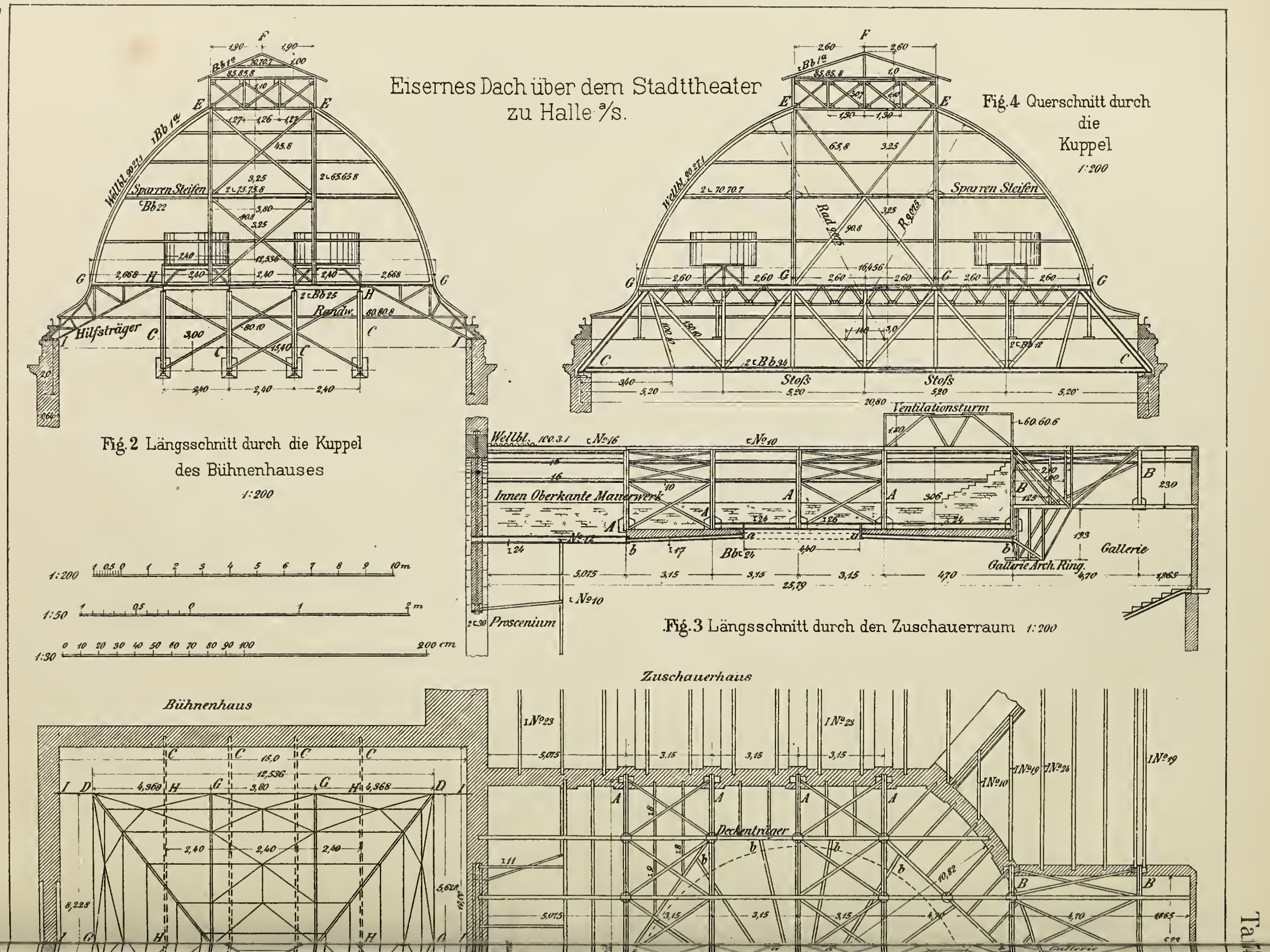
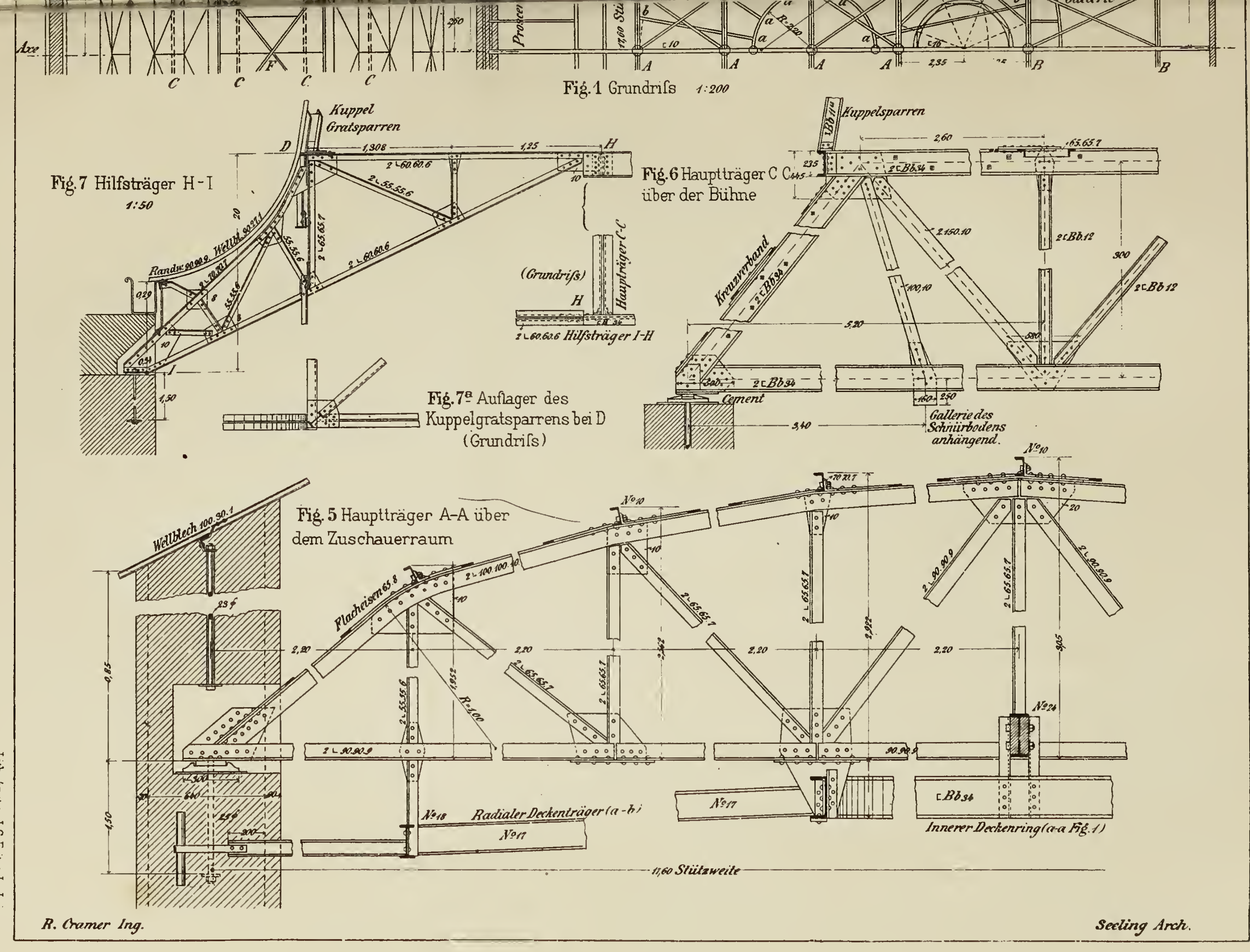


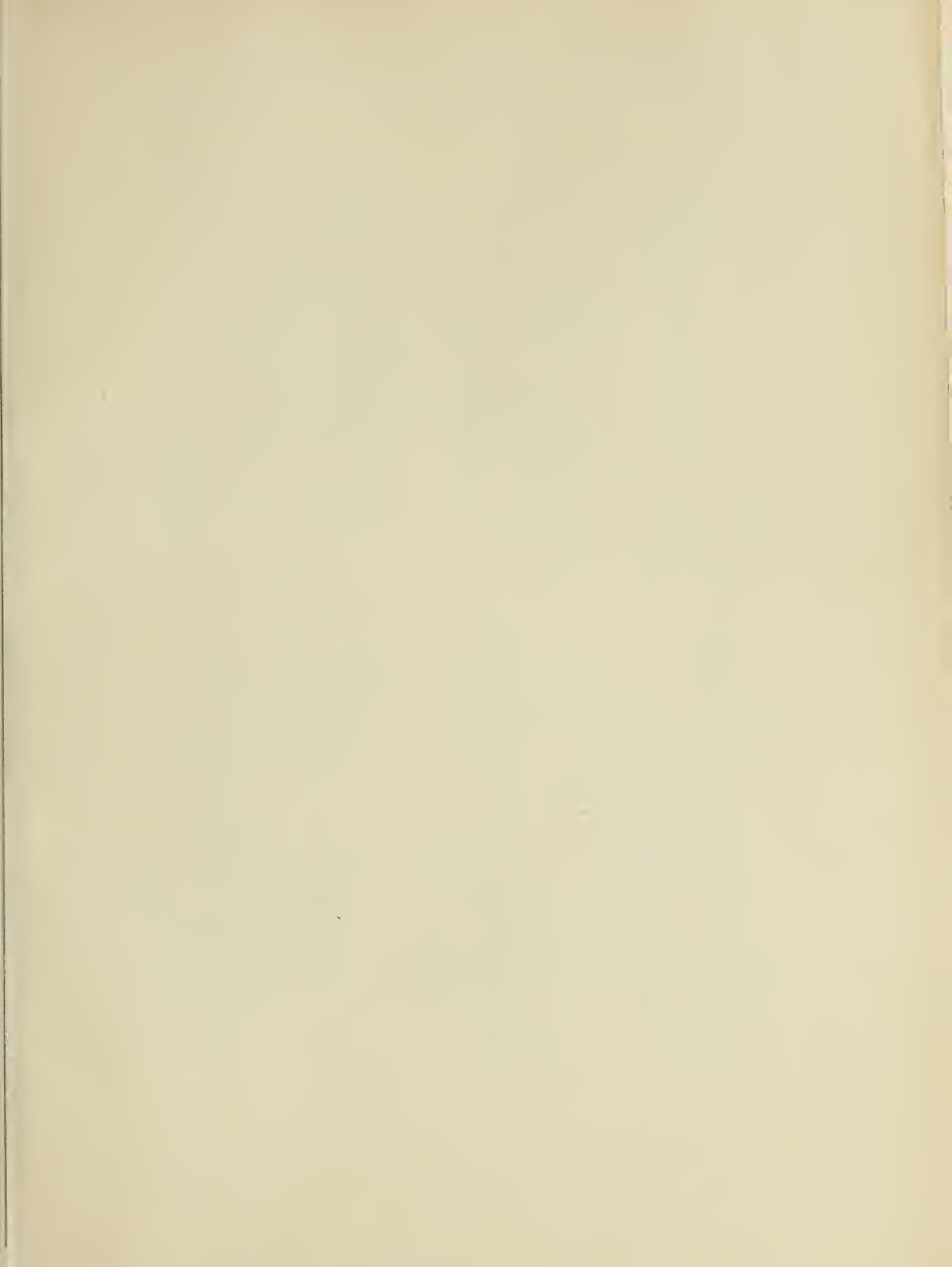
Fig. 2 Längsschnitt durch die Kuppel des Bühnenhauses 1:200

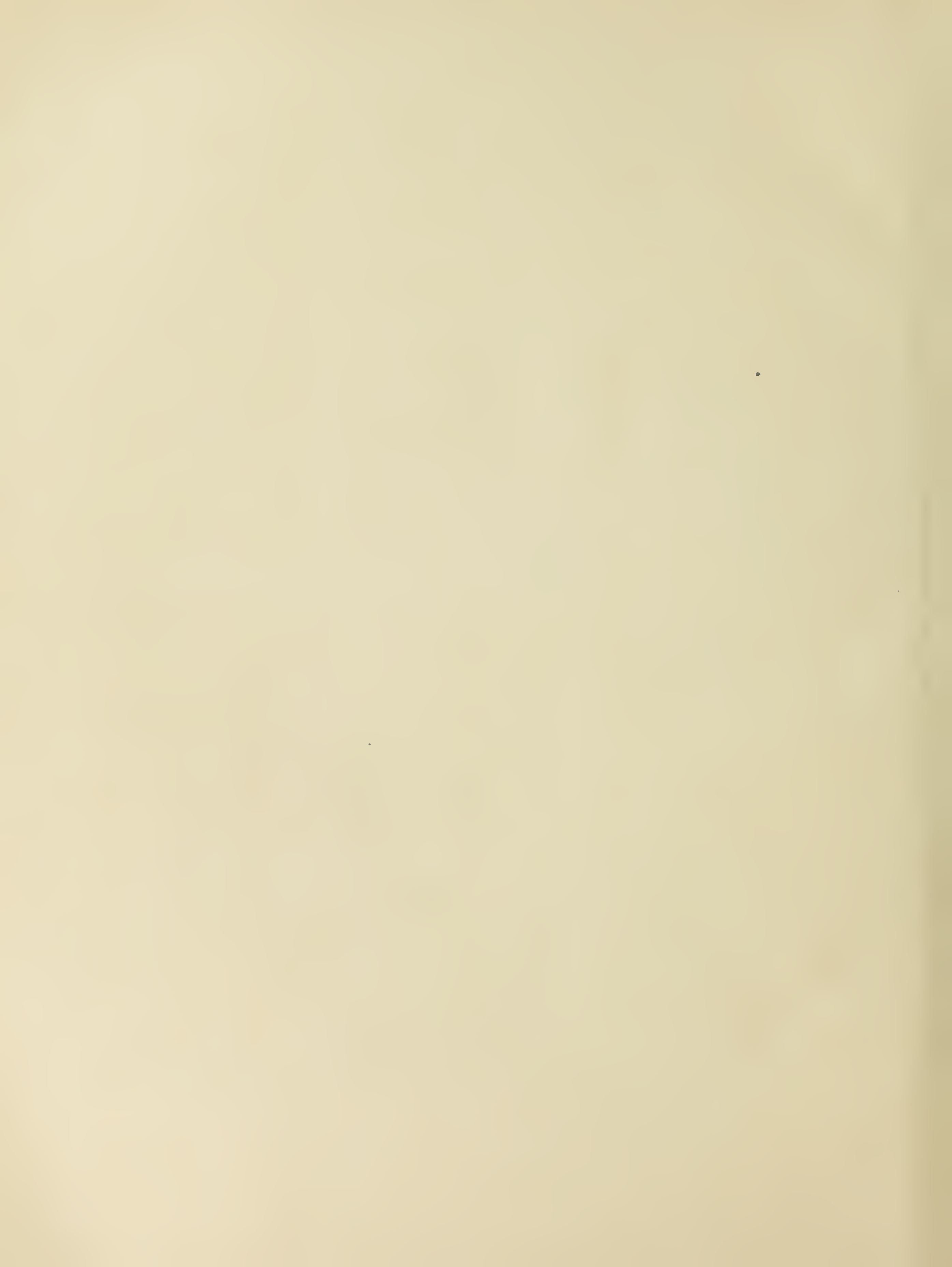
Fig. 3 Längsschnitt durch den Zuschauerraum 1:200



Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche, Leipzig







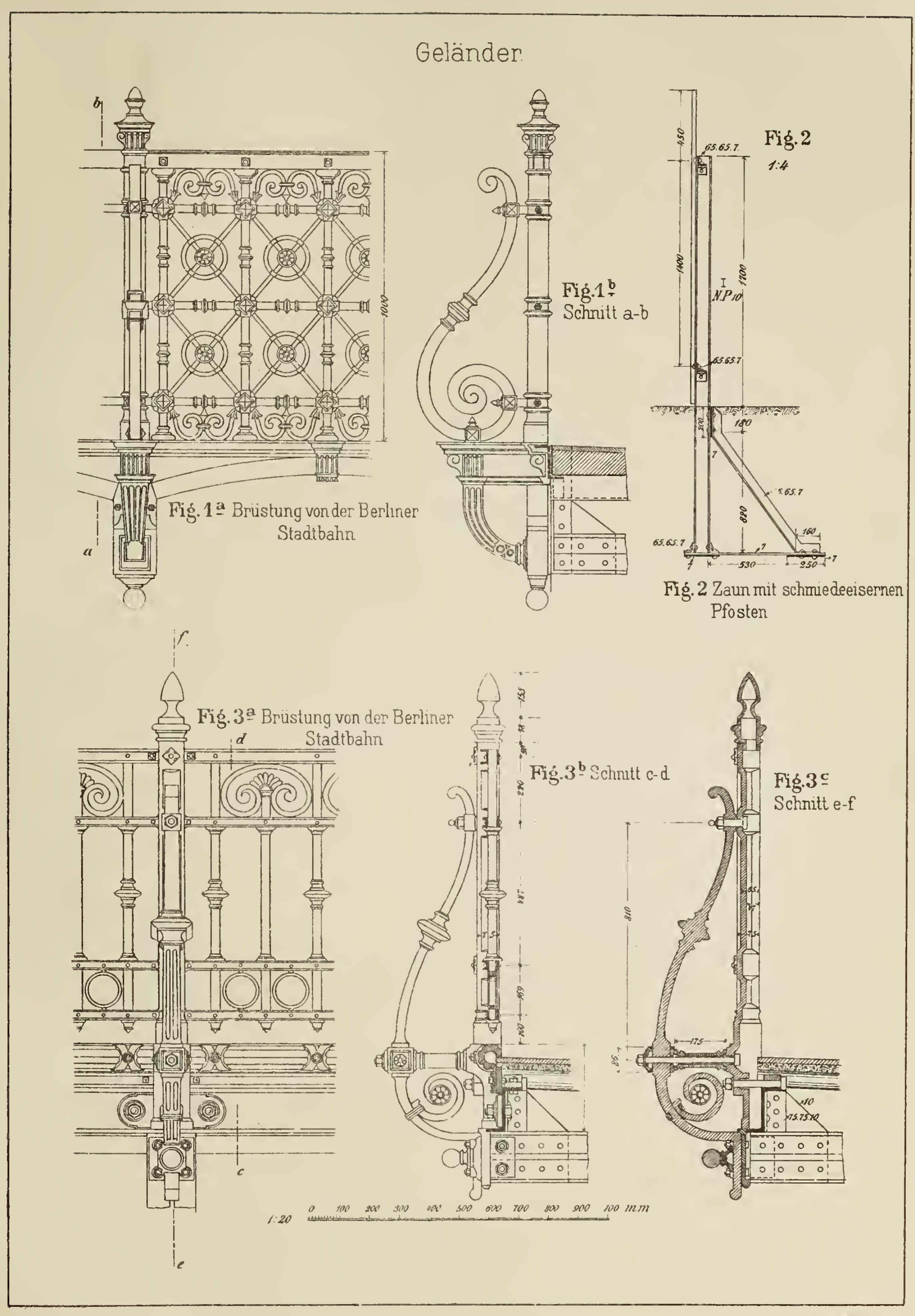


Fig. 1ª Brüstung von der Berliner Stadtbahn

Fig. 2 Zaun mit schmiedeeisernen Pfosten

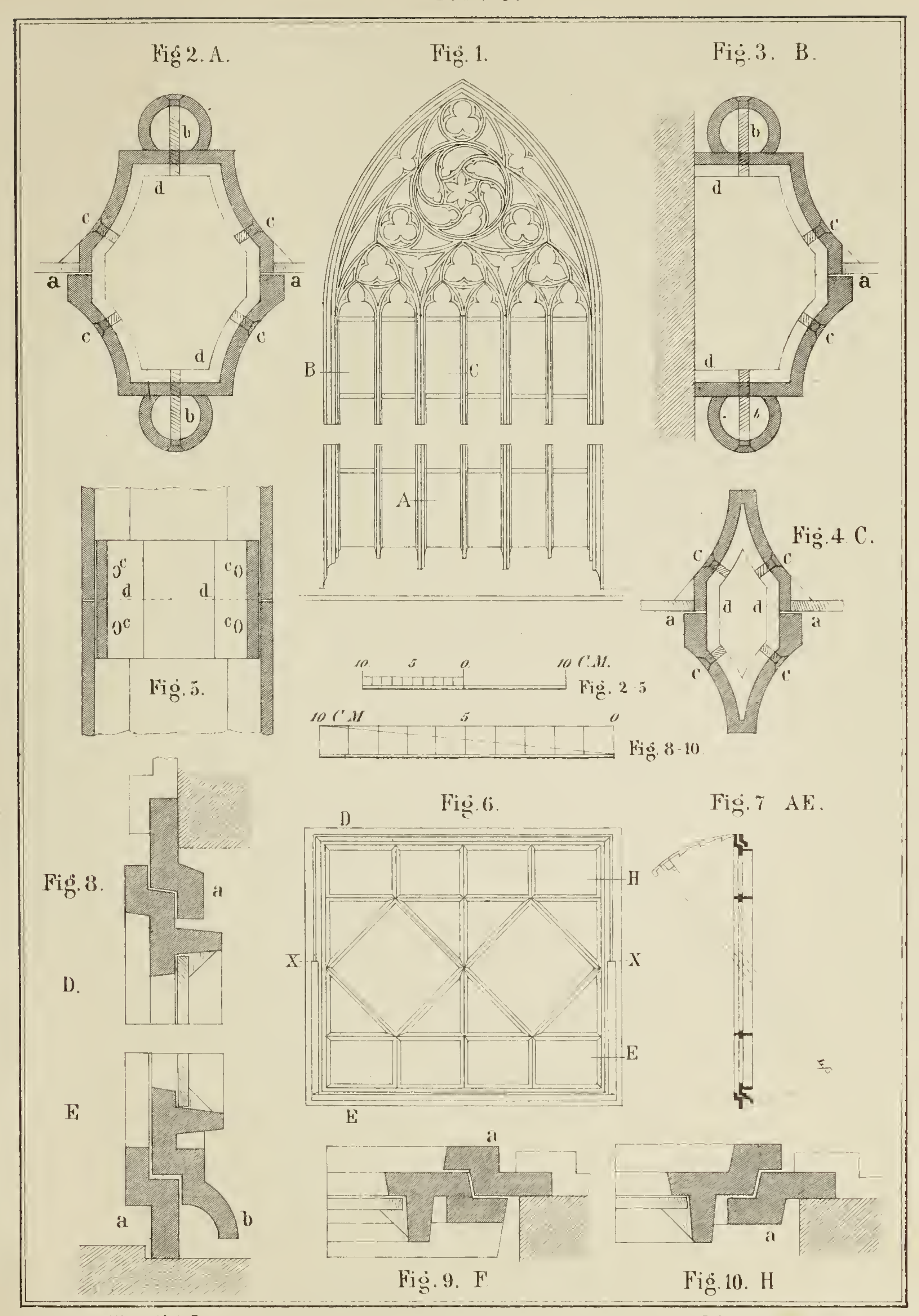
Fig. 3ª Brüstung von der Berliner Stadtbahn

Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche, Leipzig







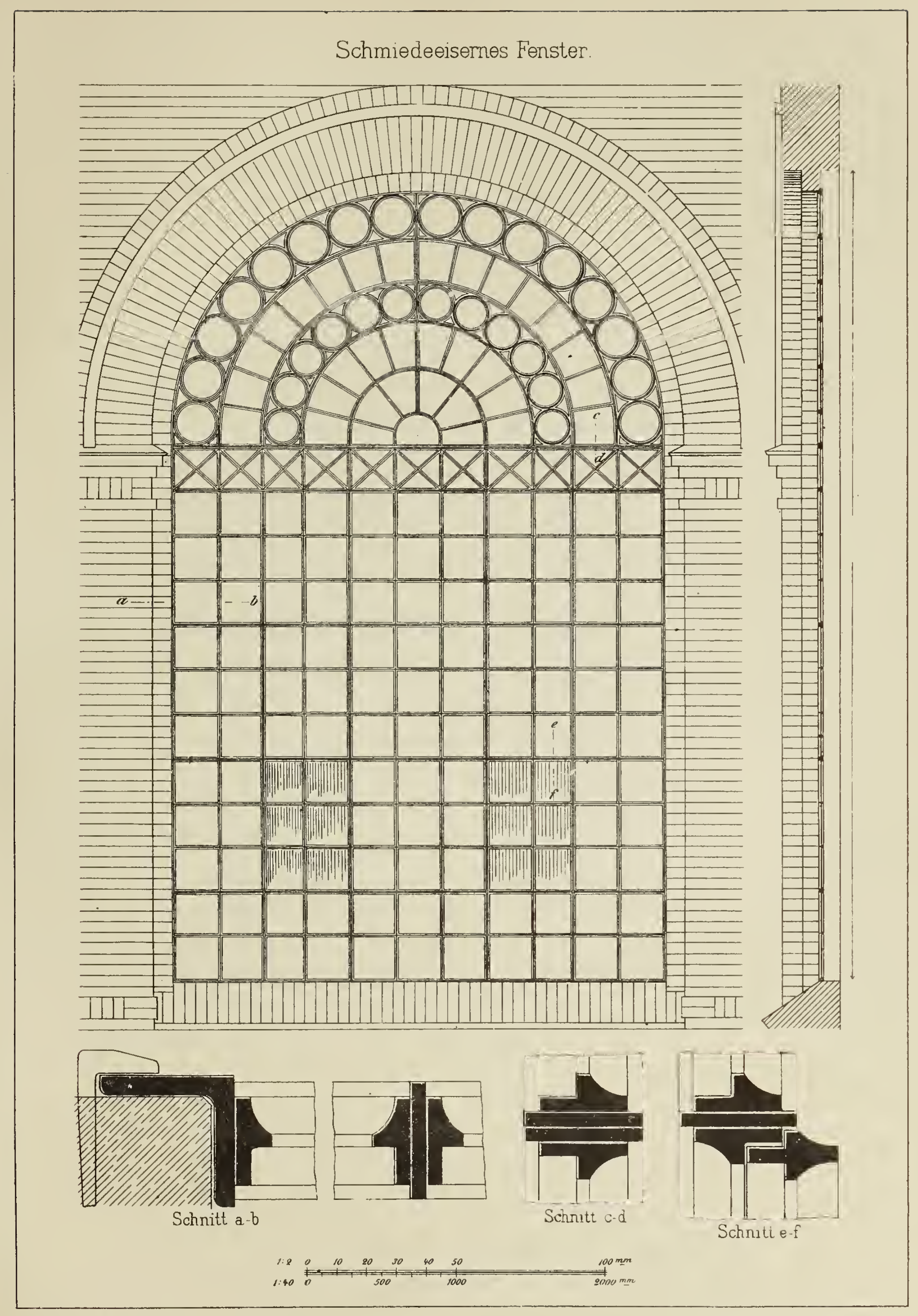


Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche, Leipzig

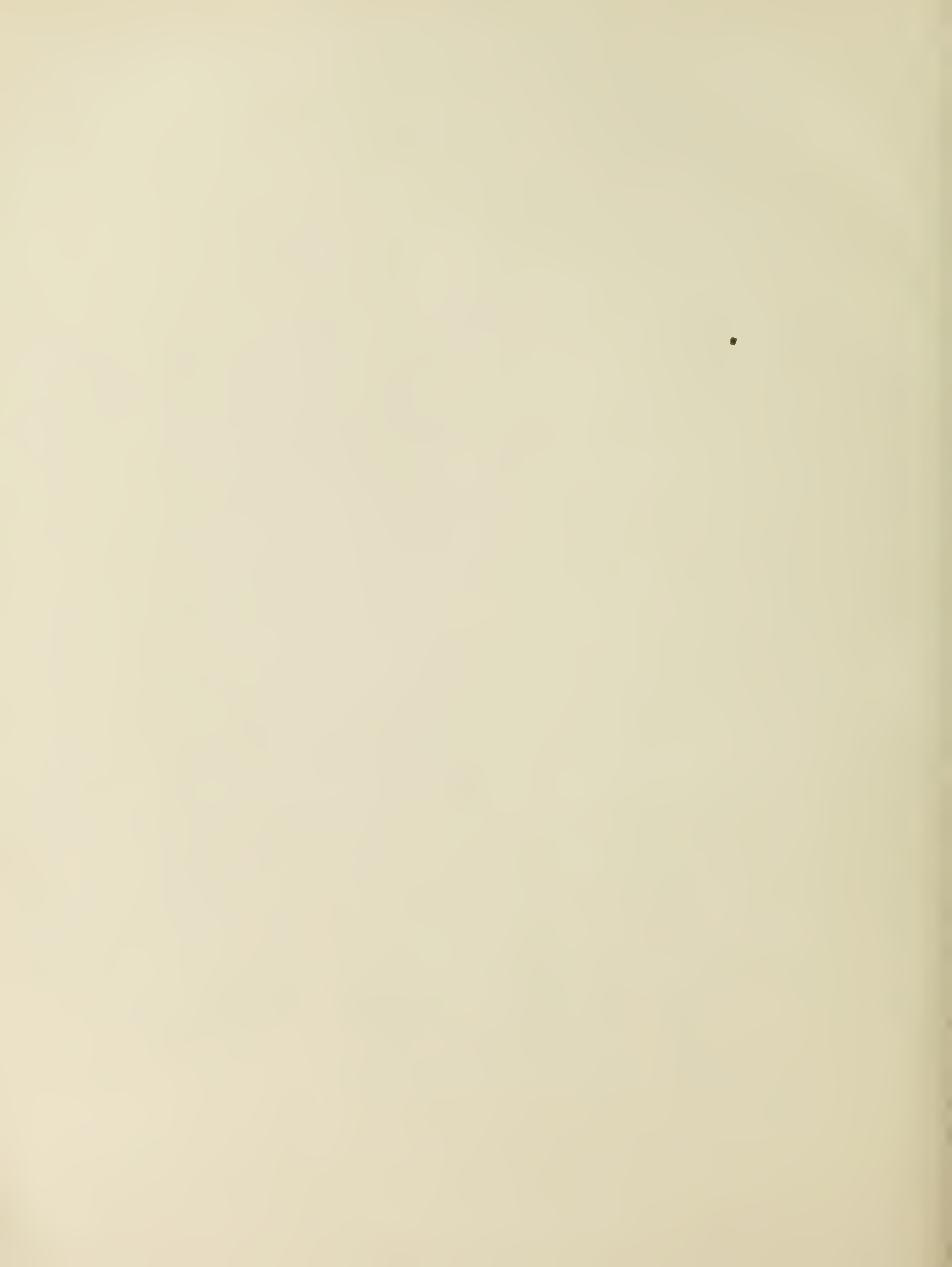




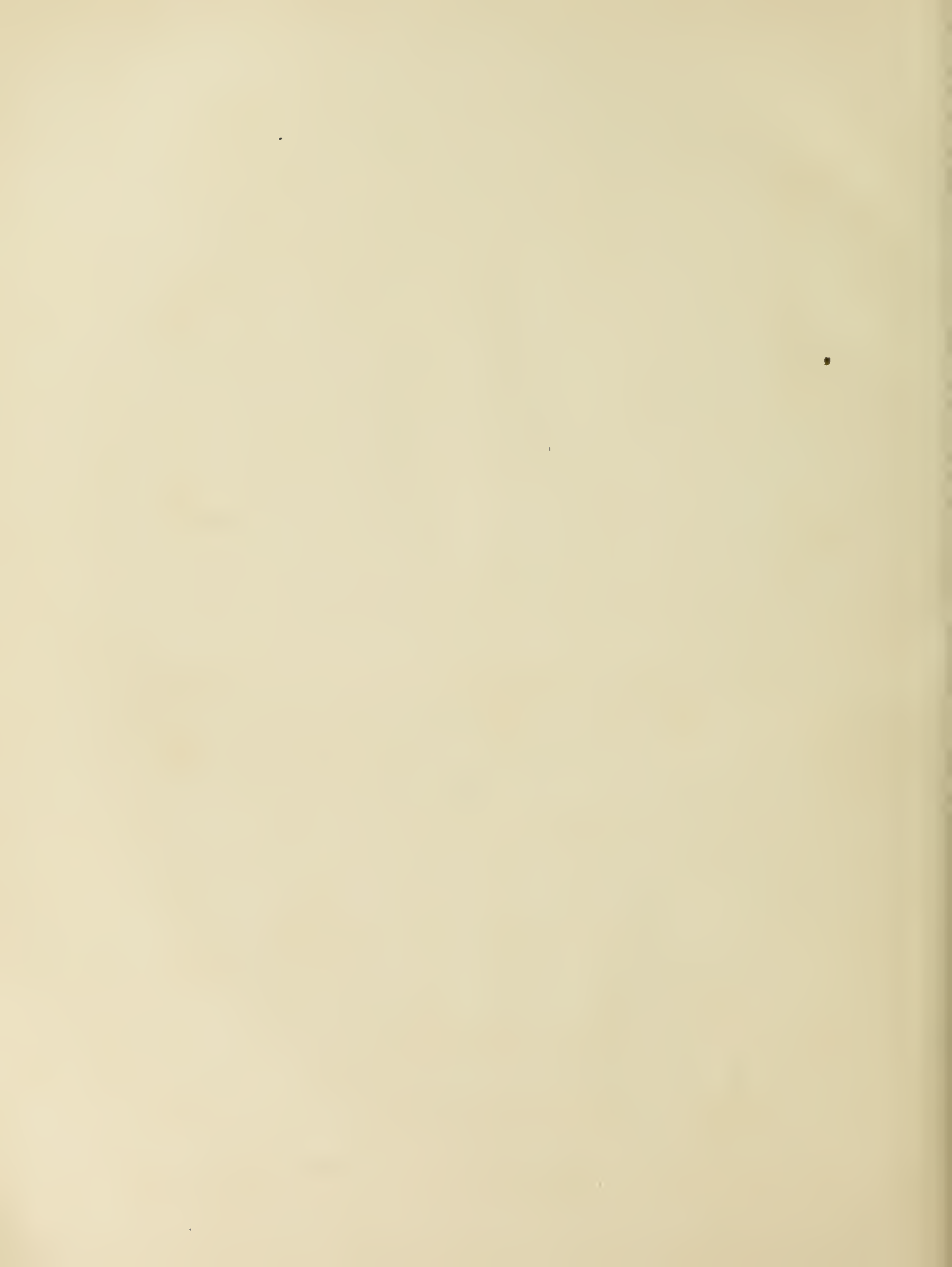


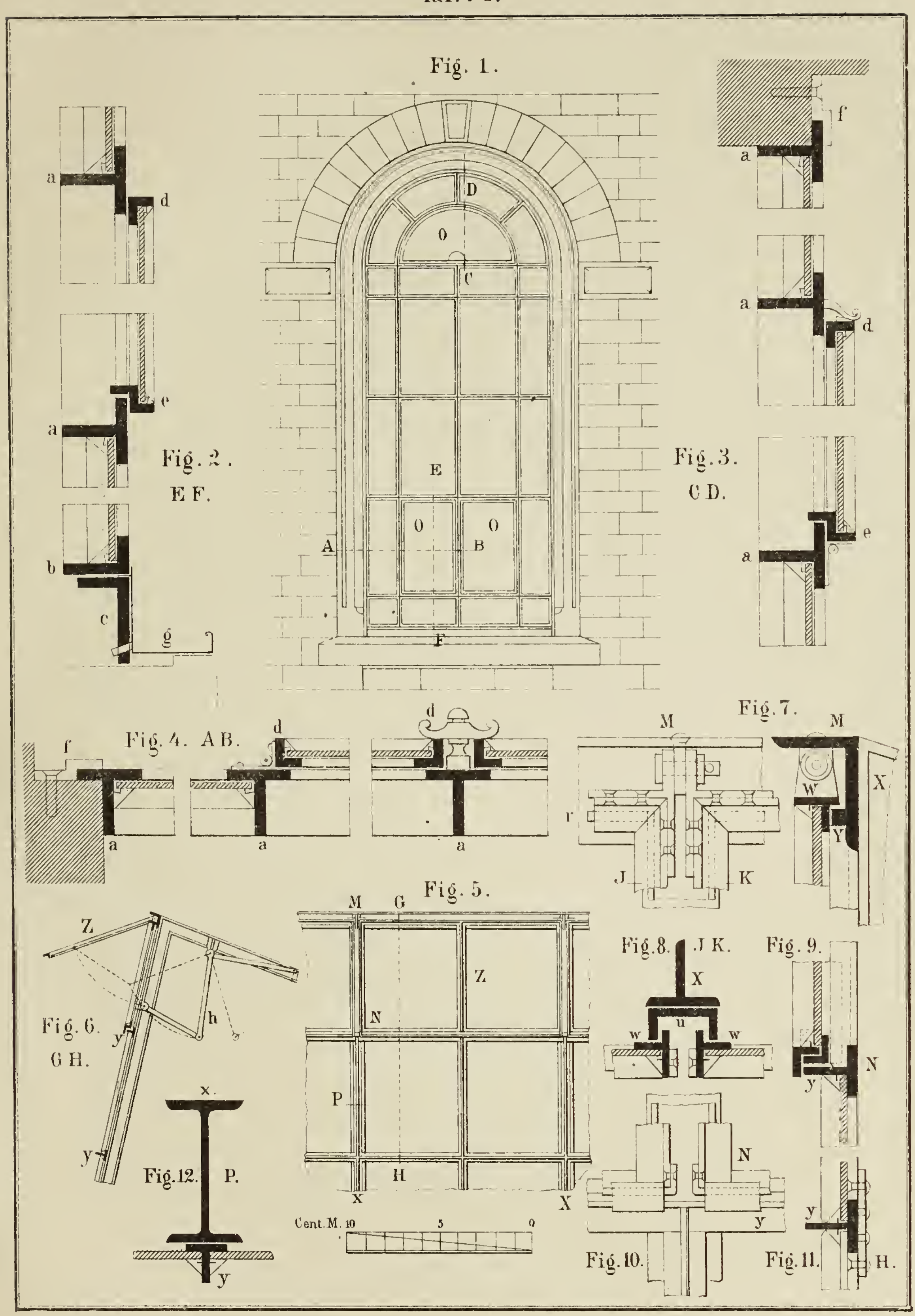


Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche Leipzig





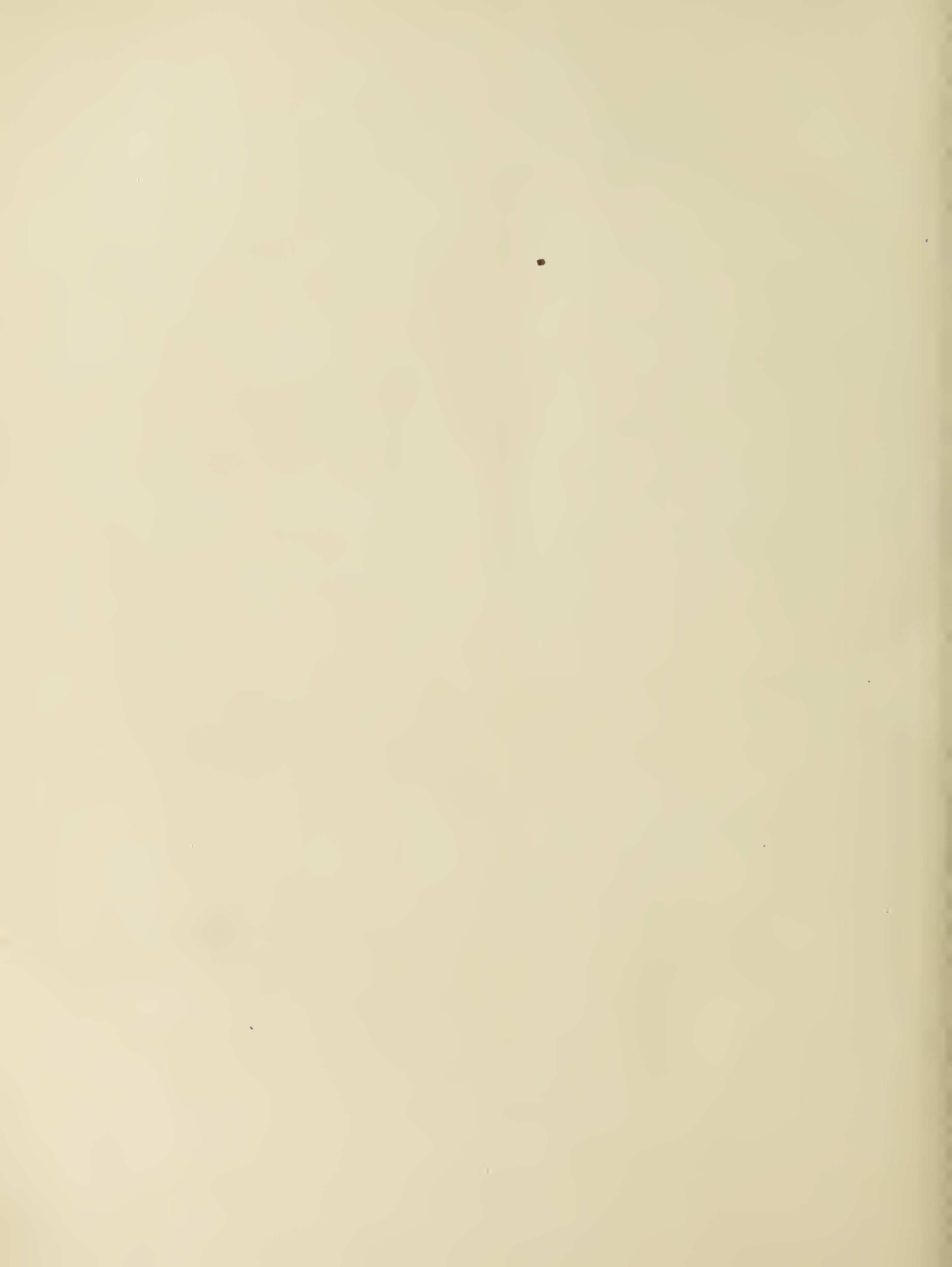


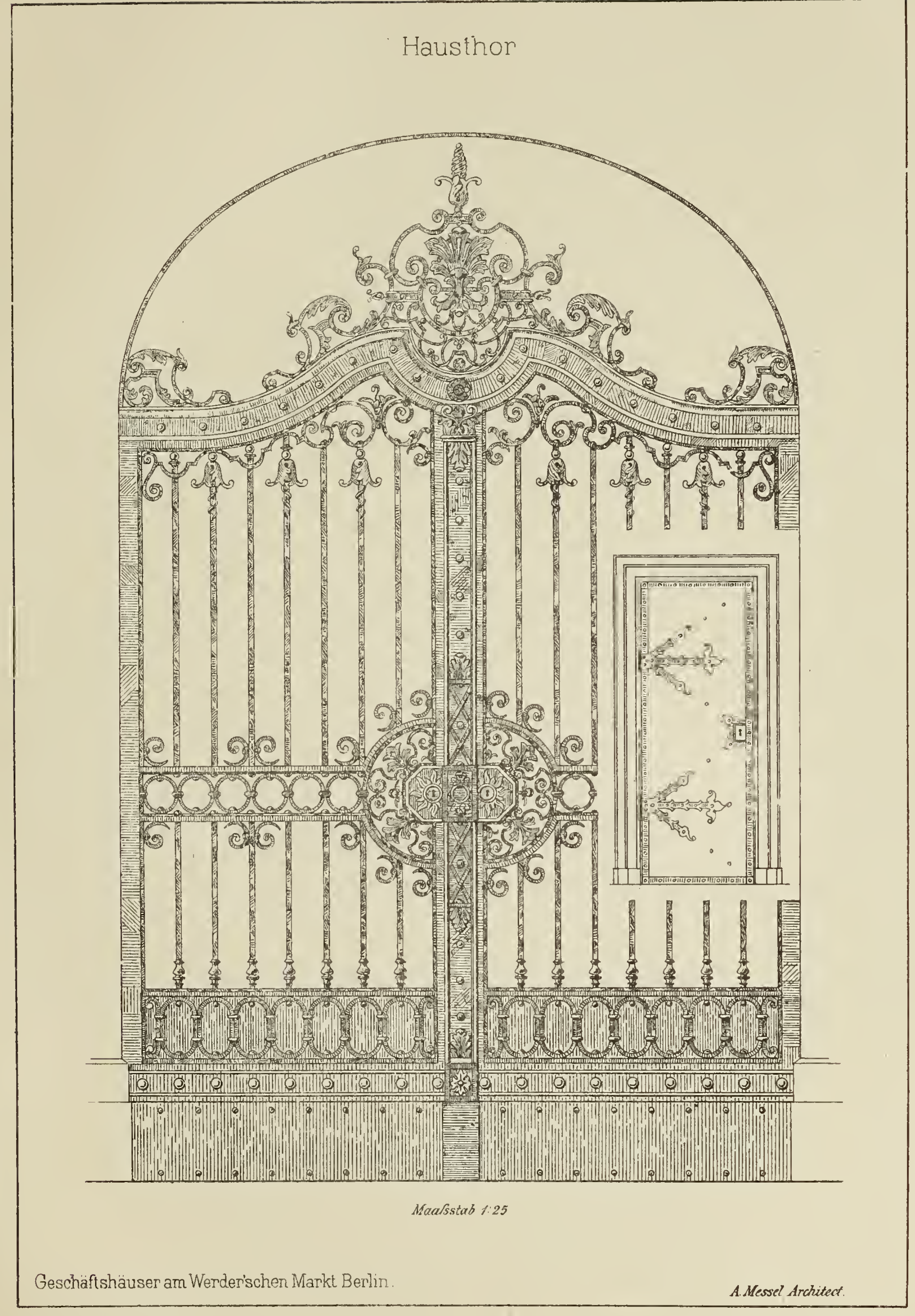


 Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche, Leipzig

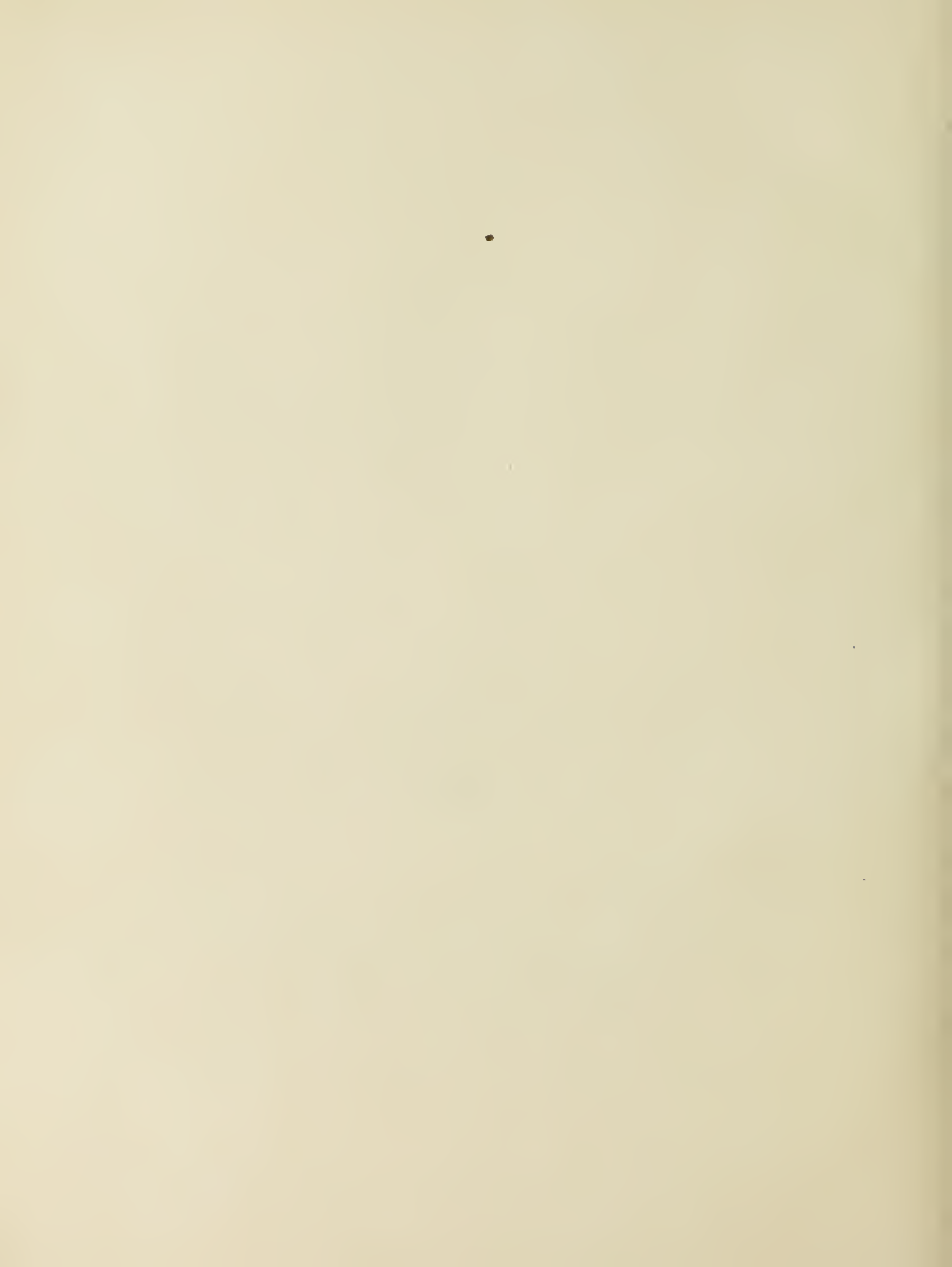




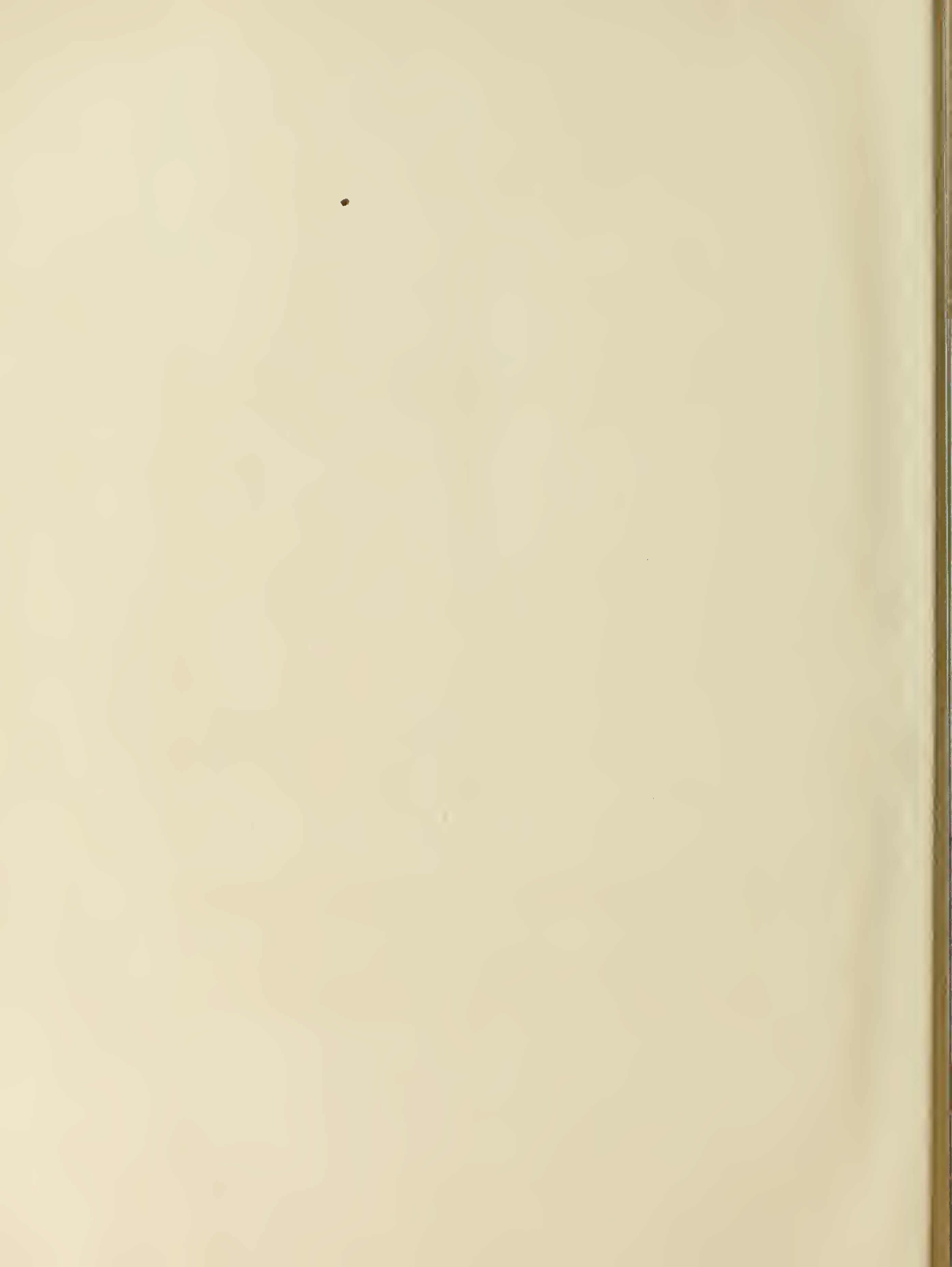


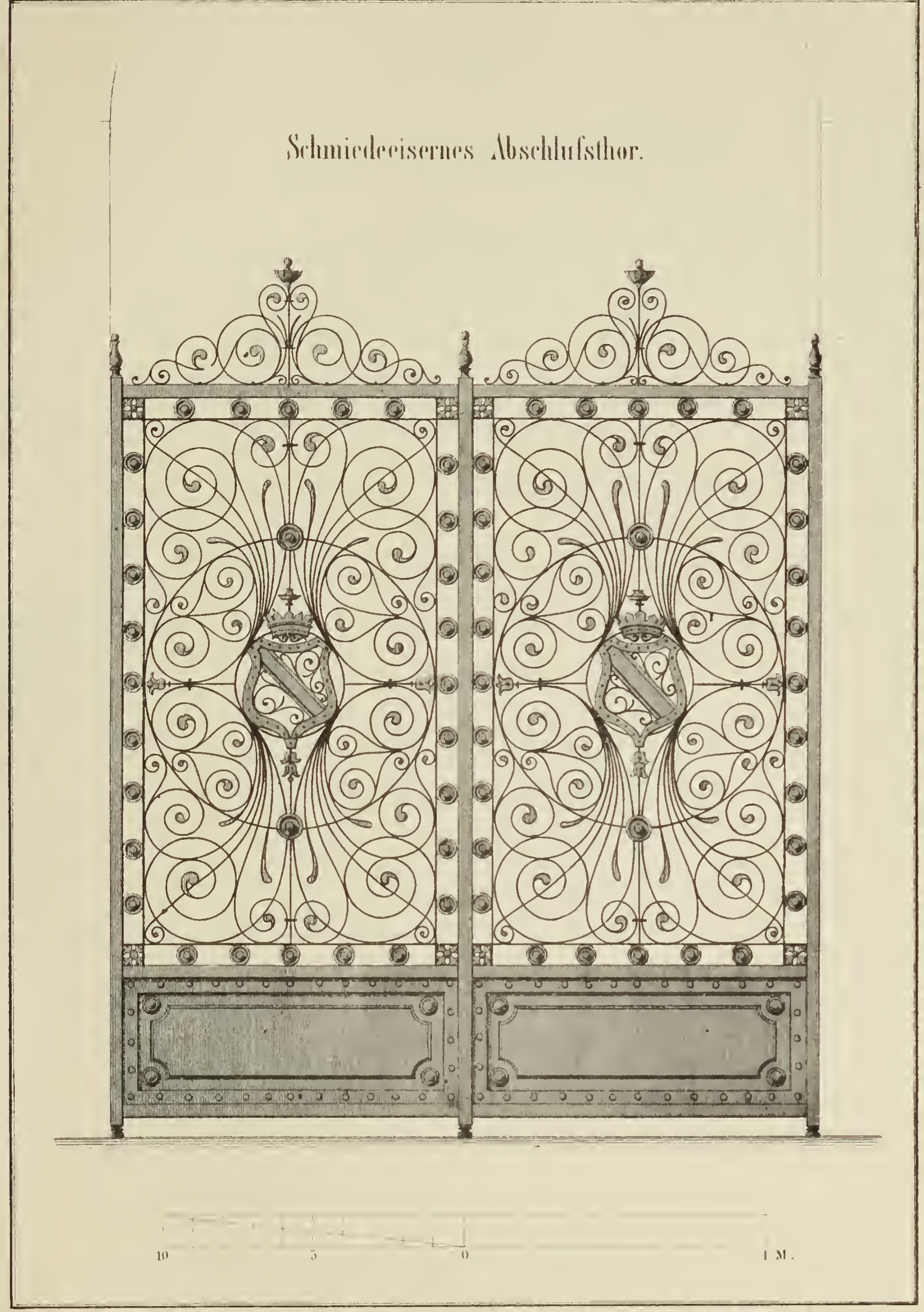


Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche, Leipzig

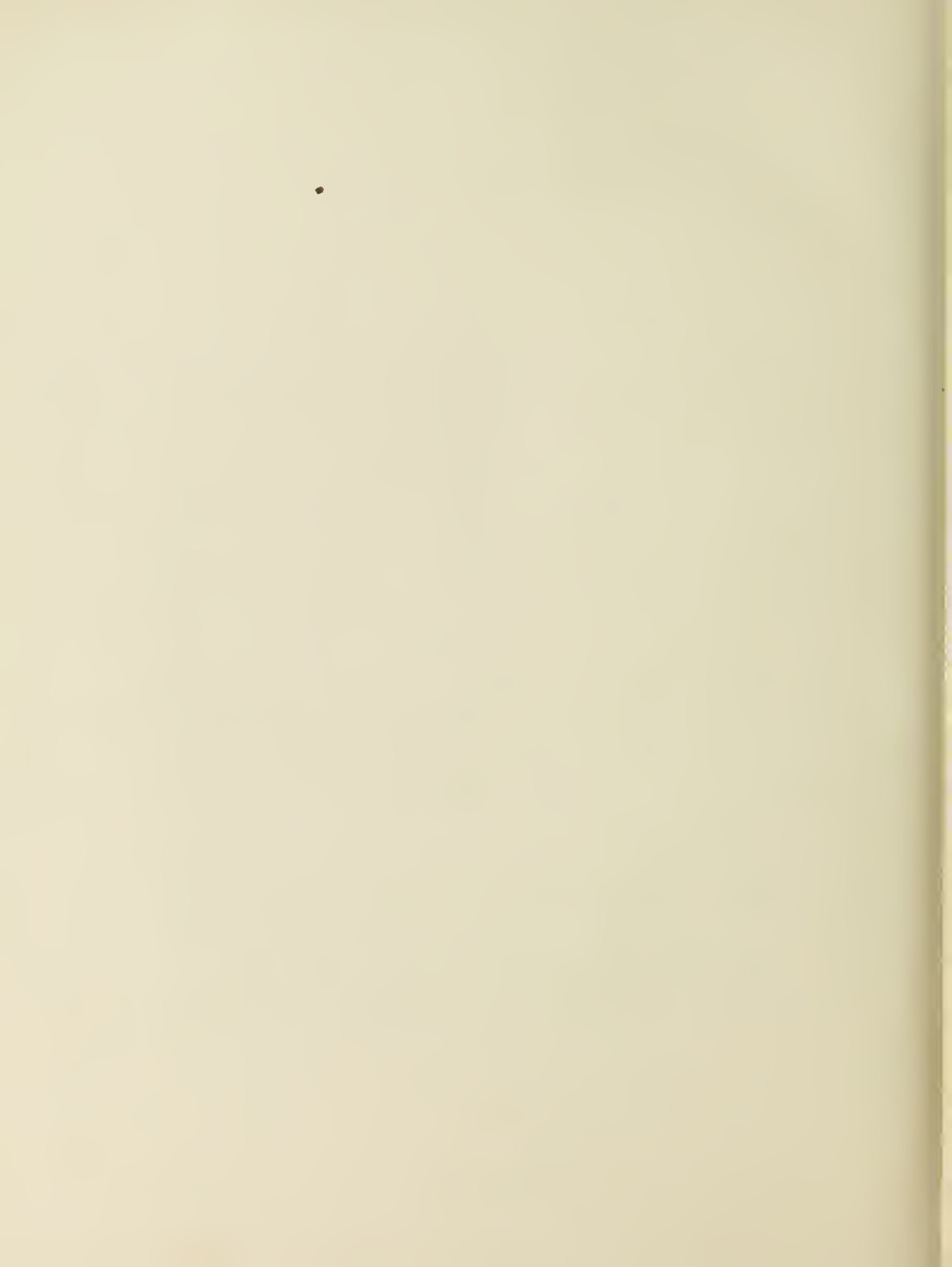




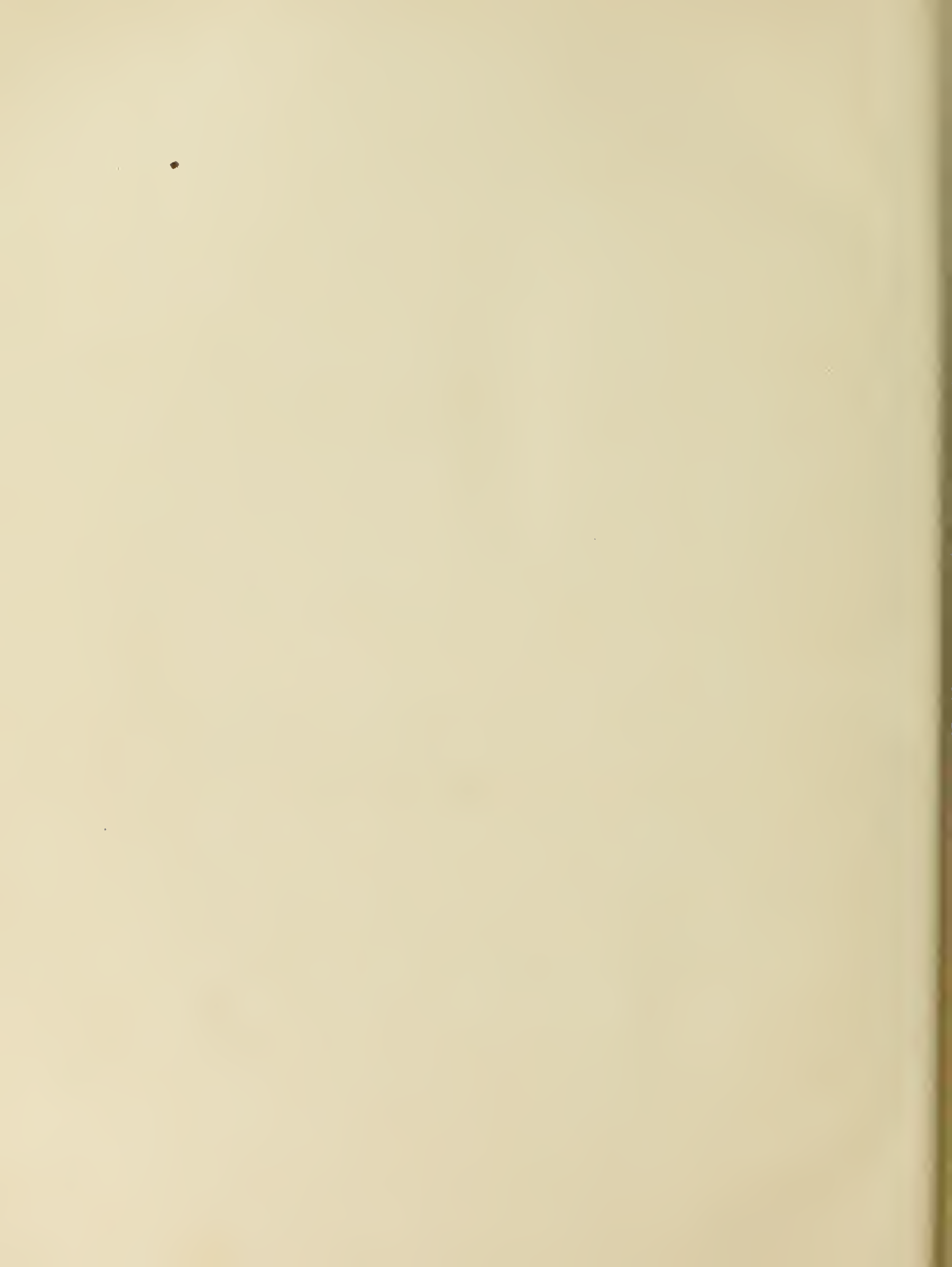


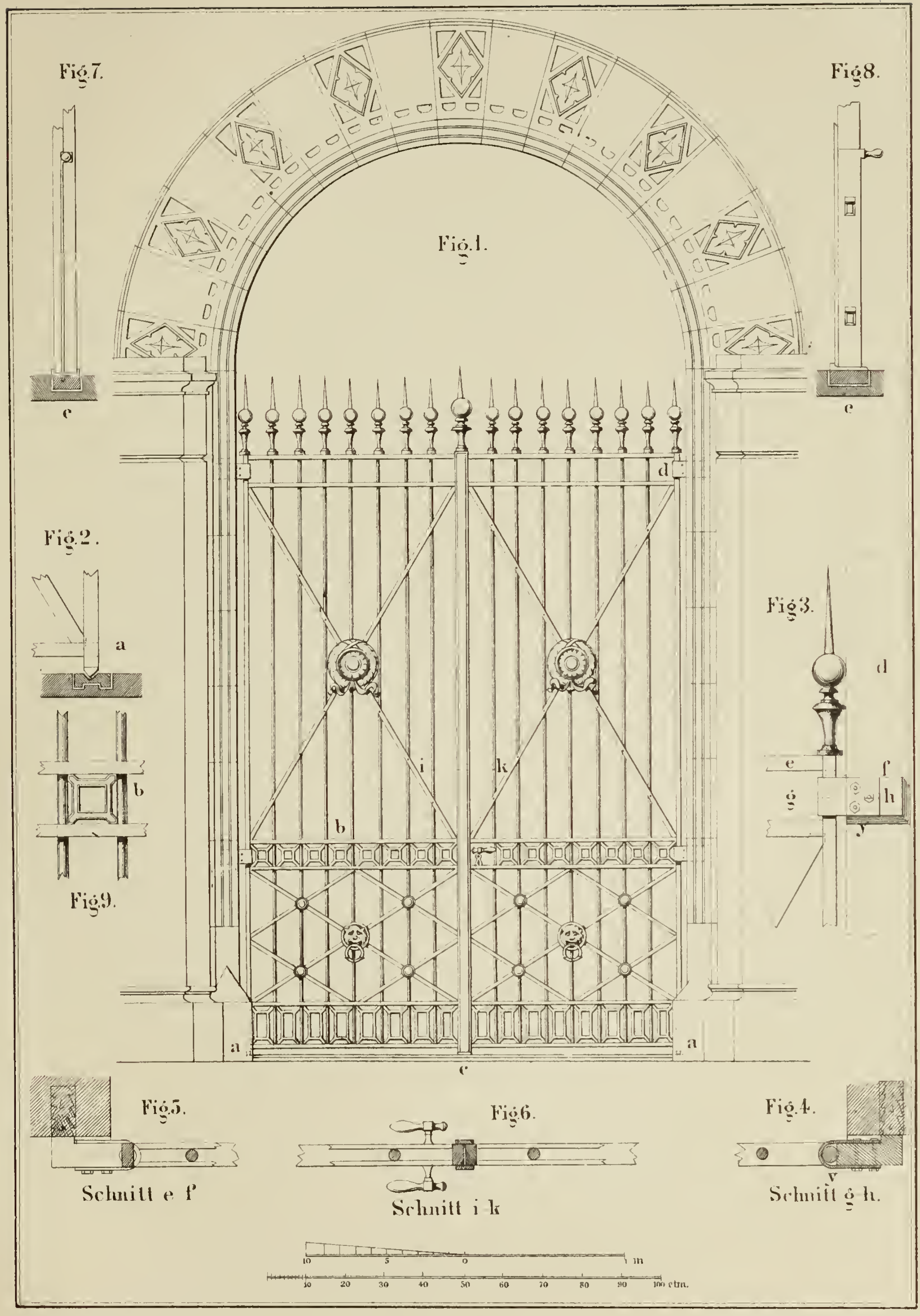


Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche, Leipzig







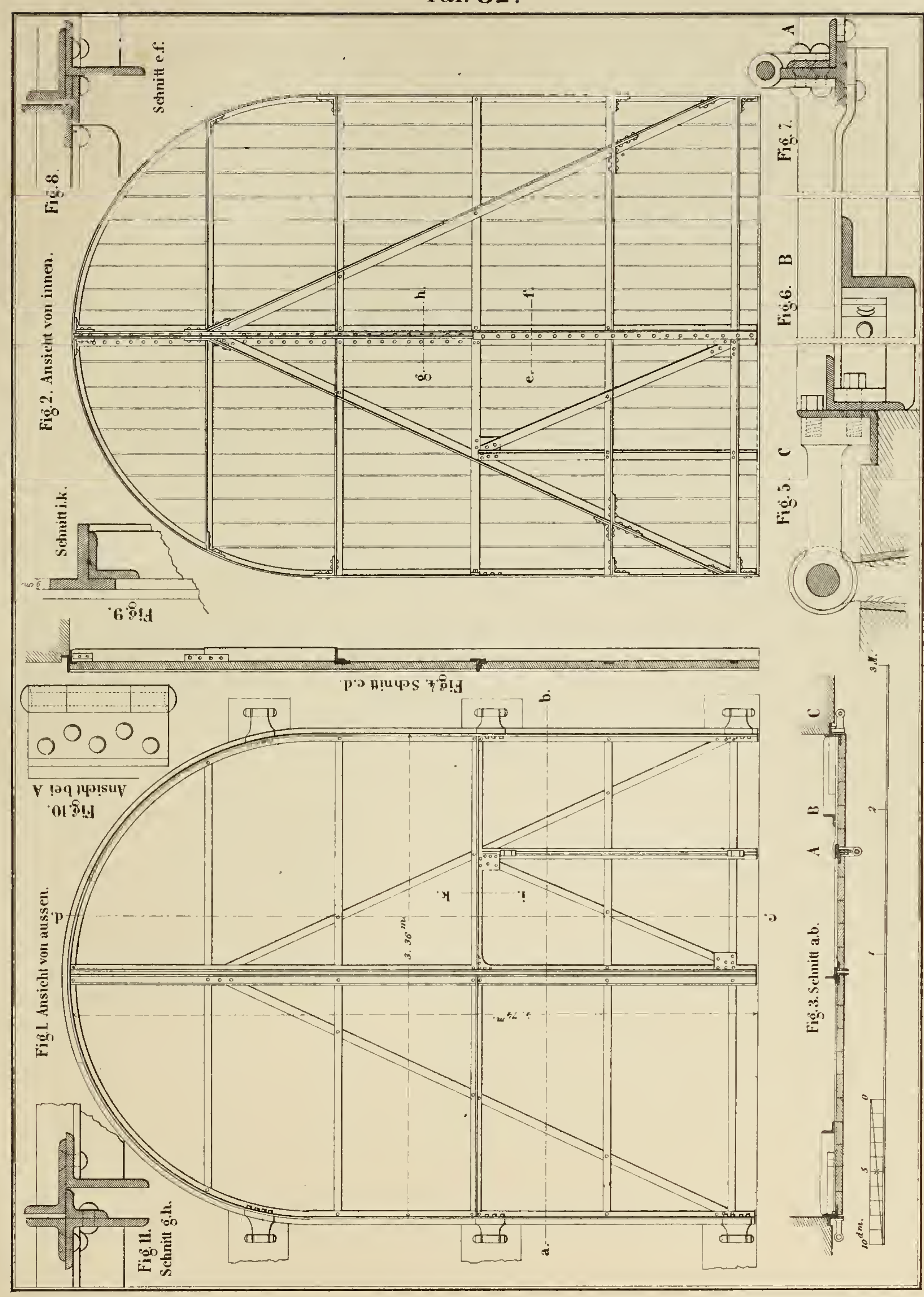


Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche, Leipzig

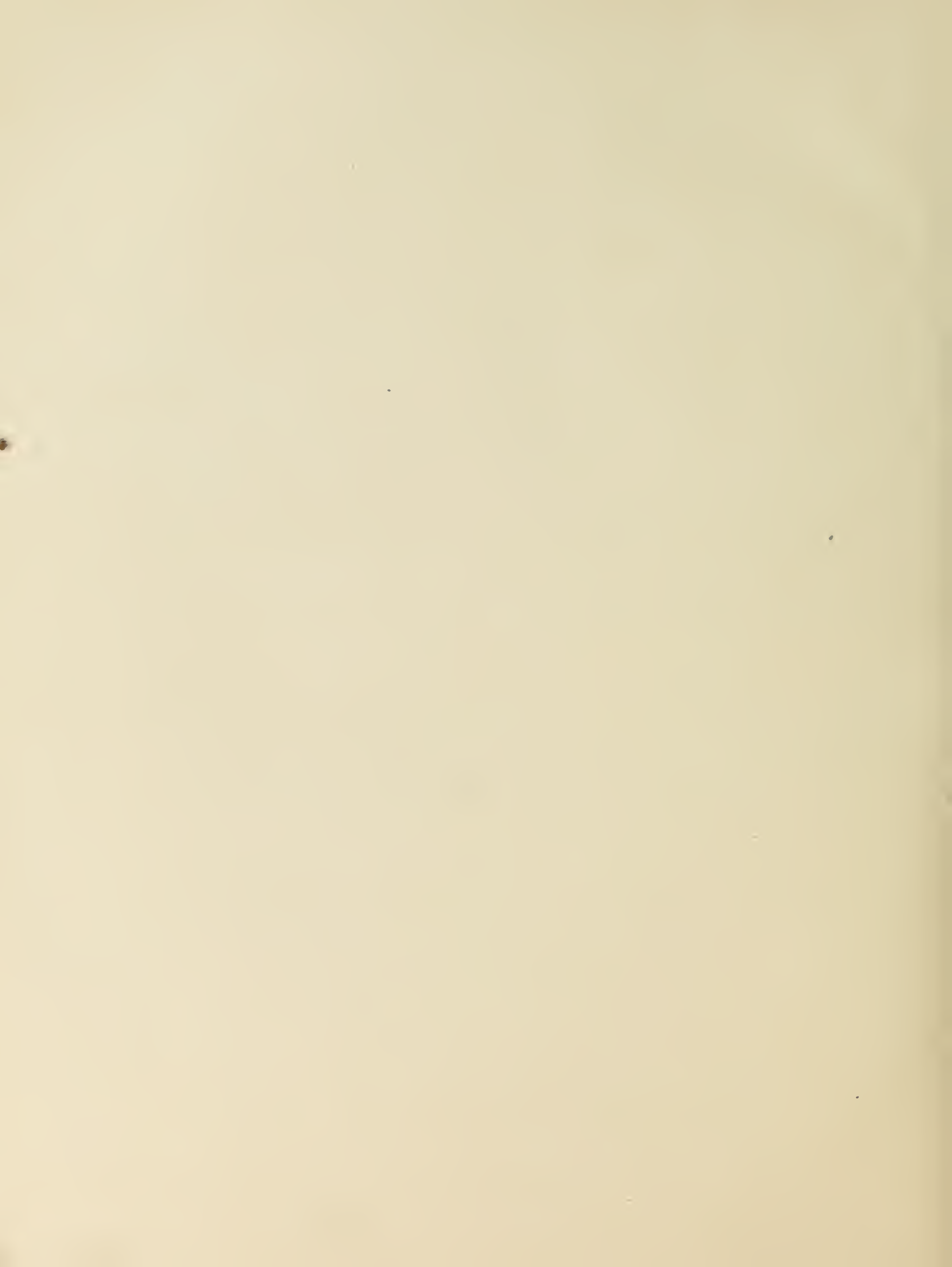








Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche, Leipzig

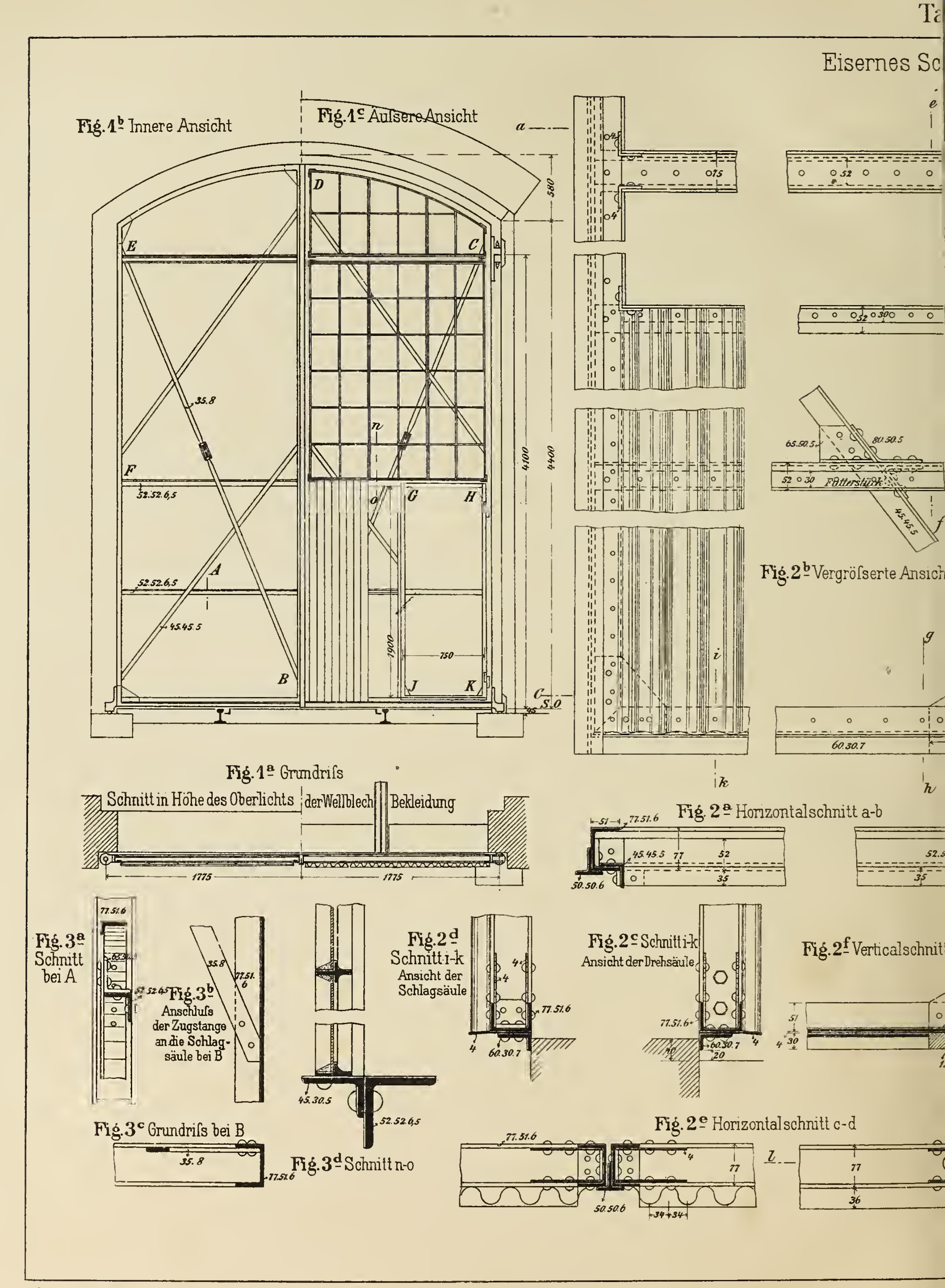




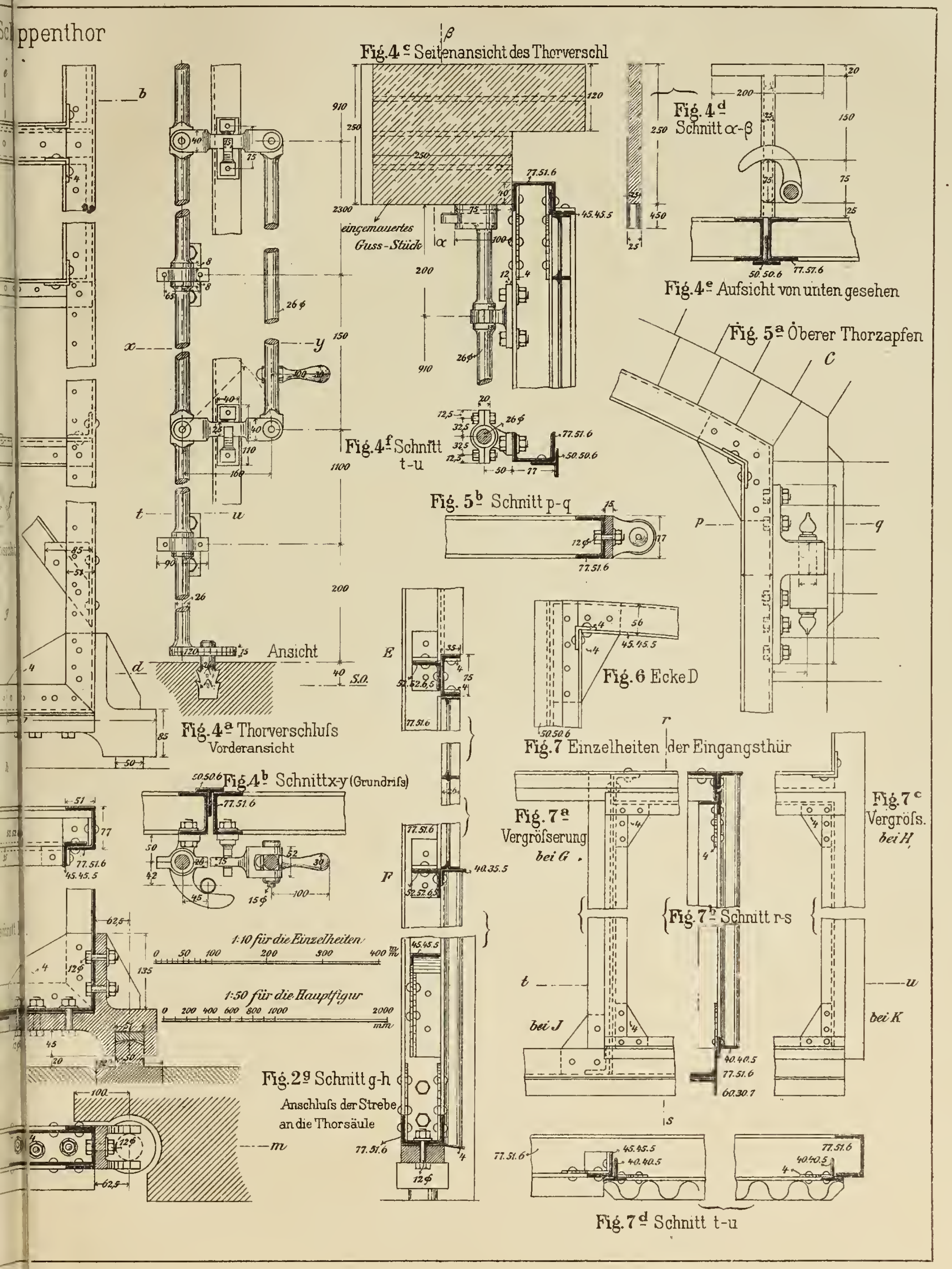




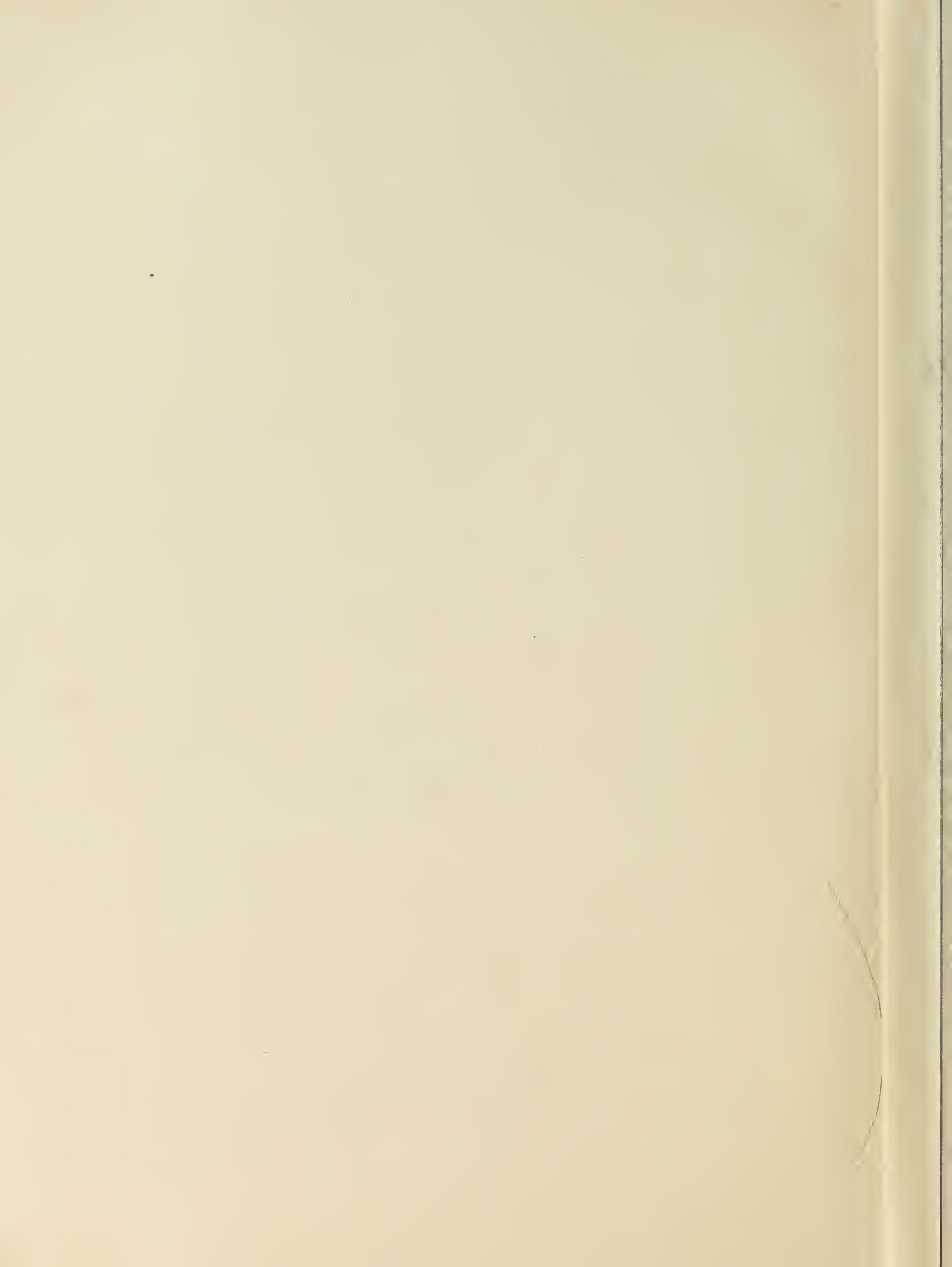
Eisernes Sc

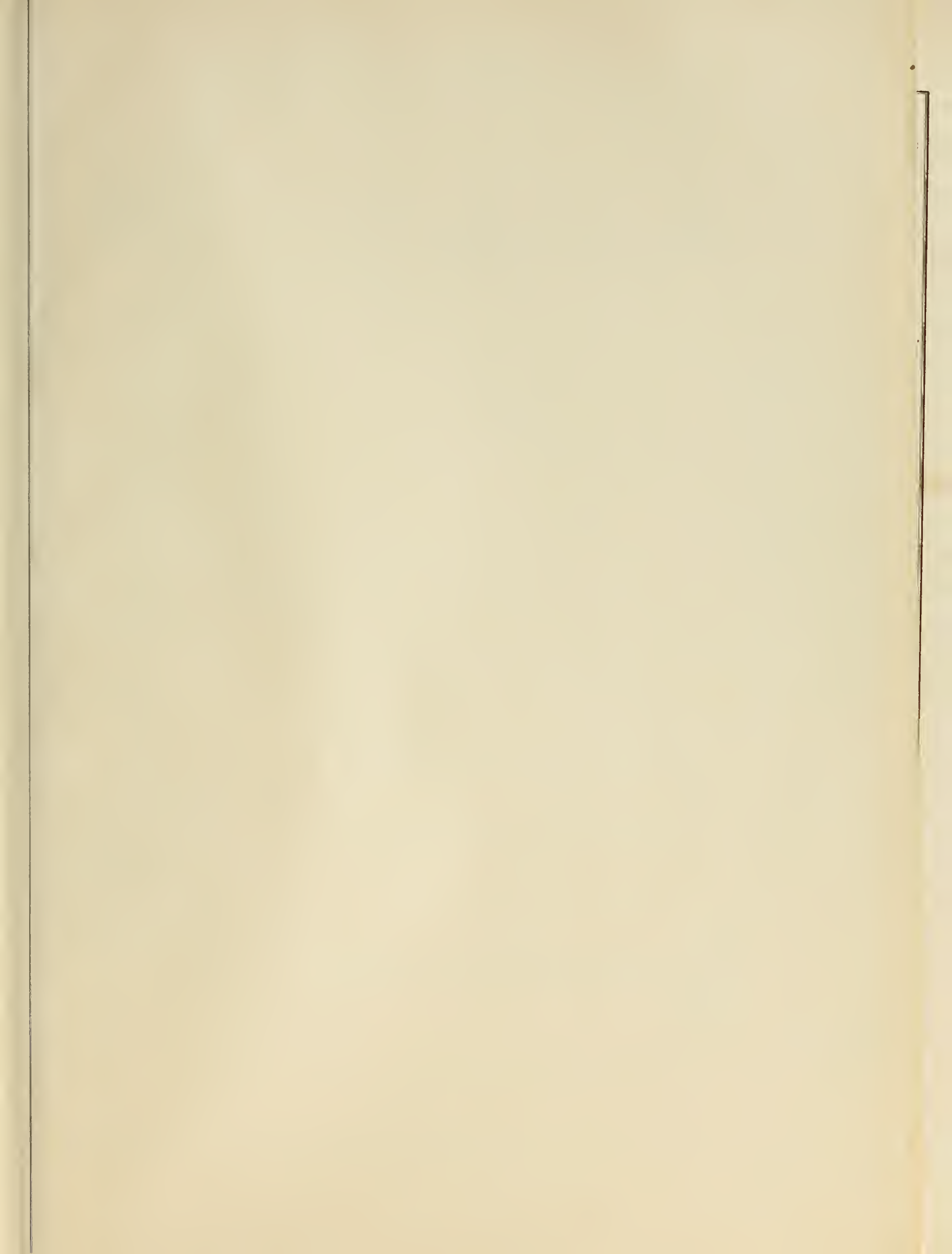

Fig. 1b Innere Ansicht
Fig. 1c Äußere Ansicht
Fig. 1a Grundriß
Schnitt in Höhe des Oberlichts
der Wellblech Bekleidung
Fig. 2a Horizontalschnitt a-b
Fig. 2b Vergrößerte Ansich
Fig. 2c Schnitt i-k
Ansicht der Drehsäule
Fig. 2d
Schnitt i-k
Ansicht der
Schlagsäule
Fig. 2e Horizontalschnitt c-d
Fig. 2f Verticalschnitt
Fig. 3a
Schnitt
bei A
Fig. 3b
Anschluß
der Zugstange
an die Schlag-
säule bei B
Fig. 3c Grundriß bei B
Fig. 3d Schnitt n-o
Futterstück

Sc ppenthor

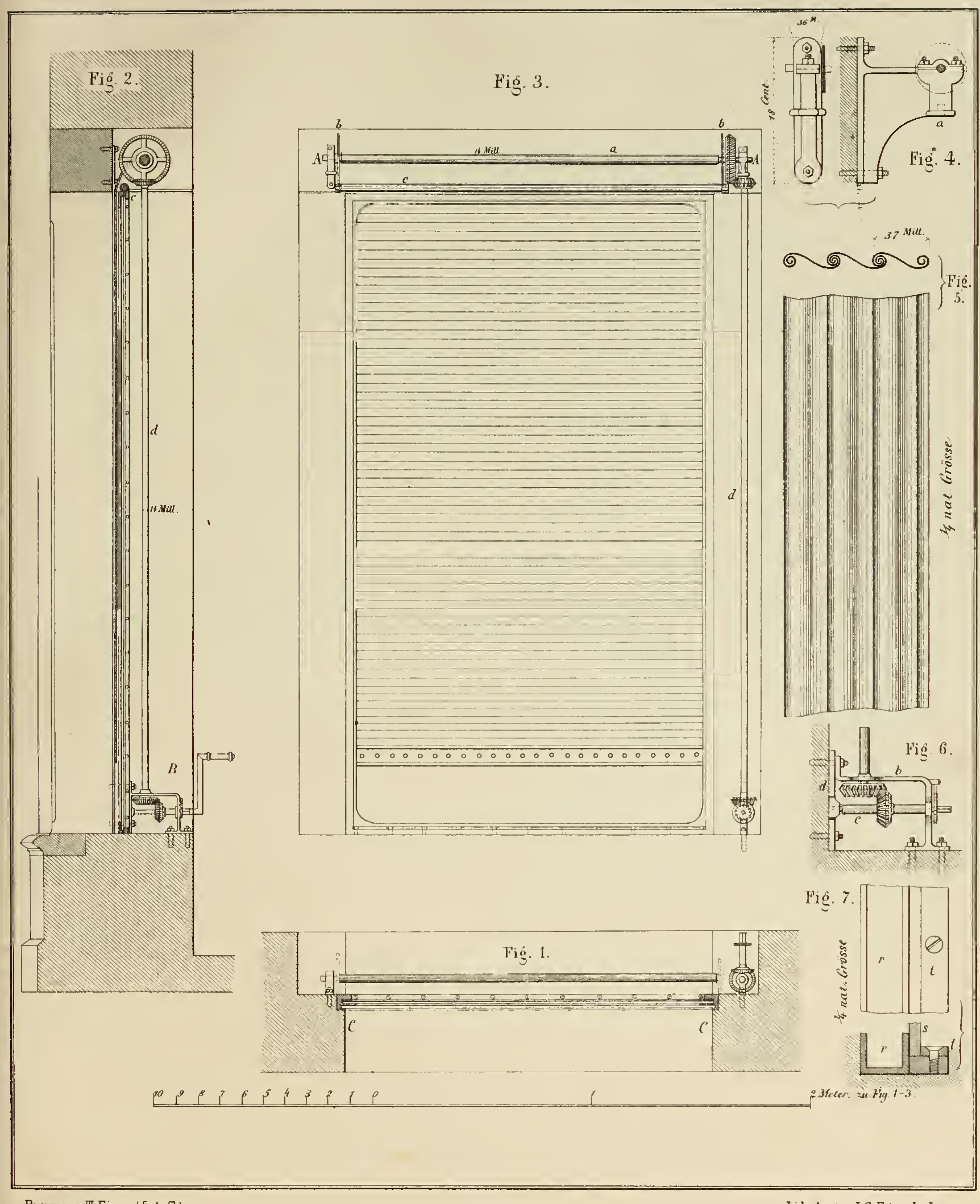


Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche, Leipzig



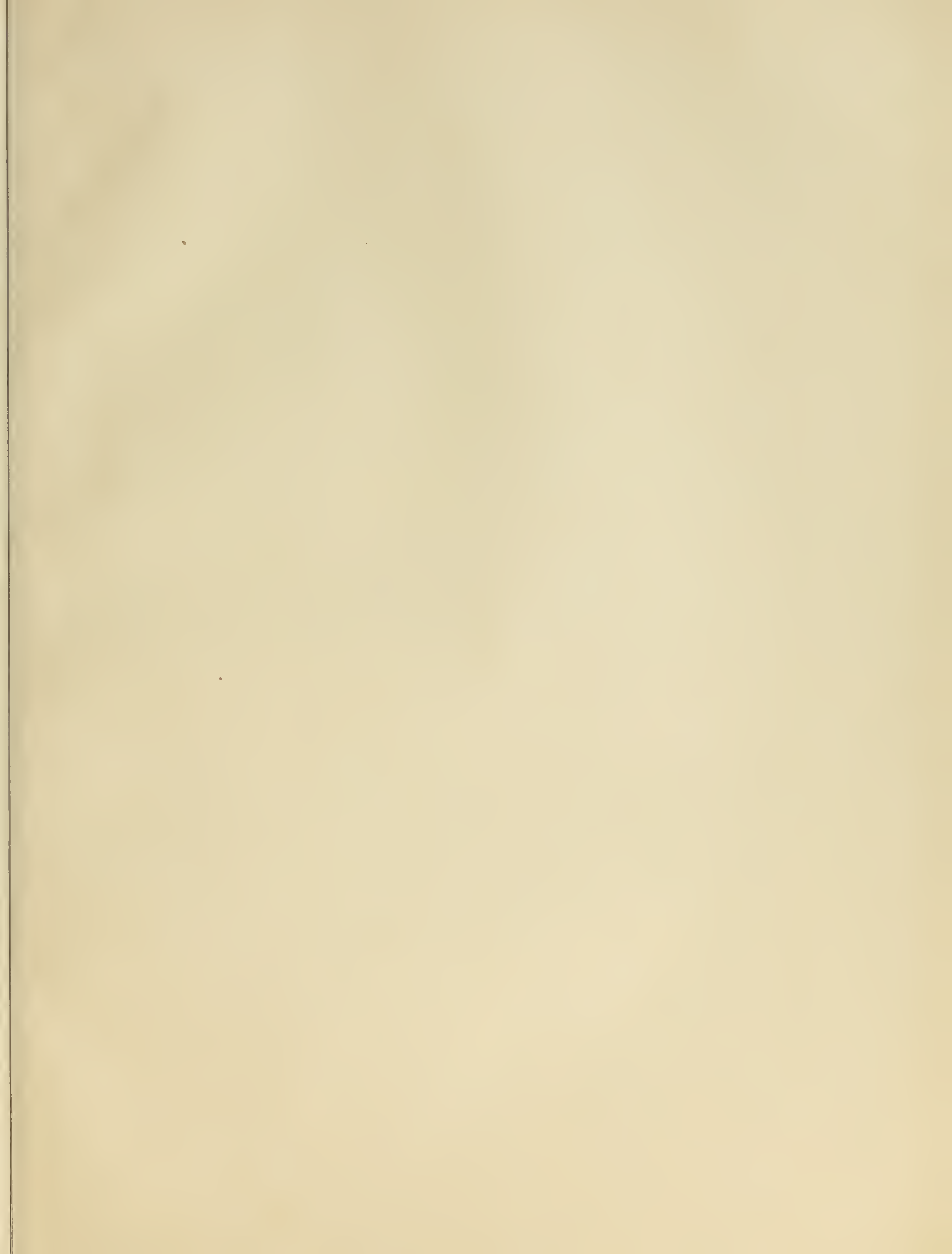




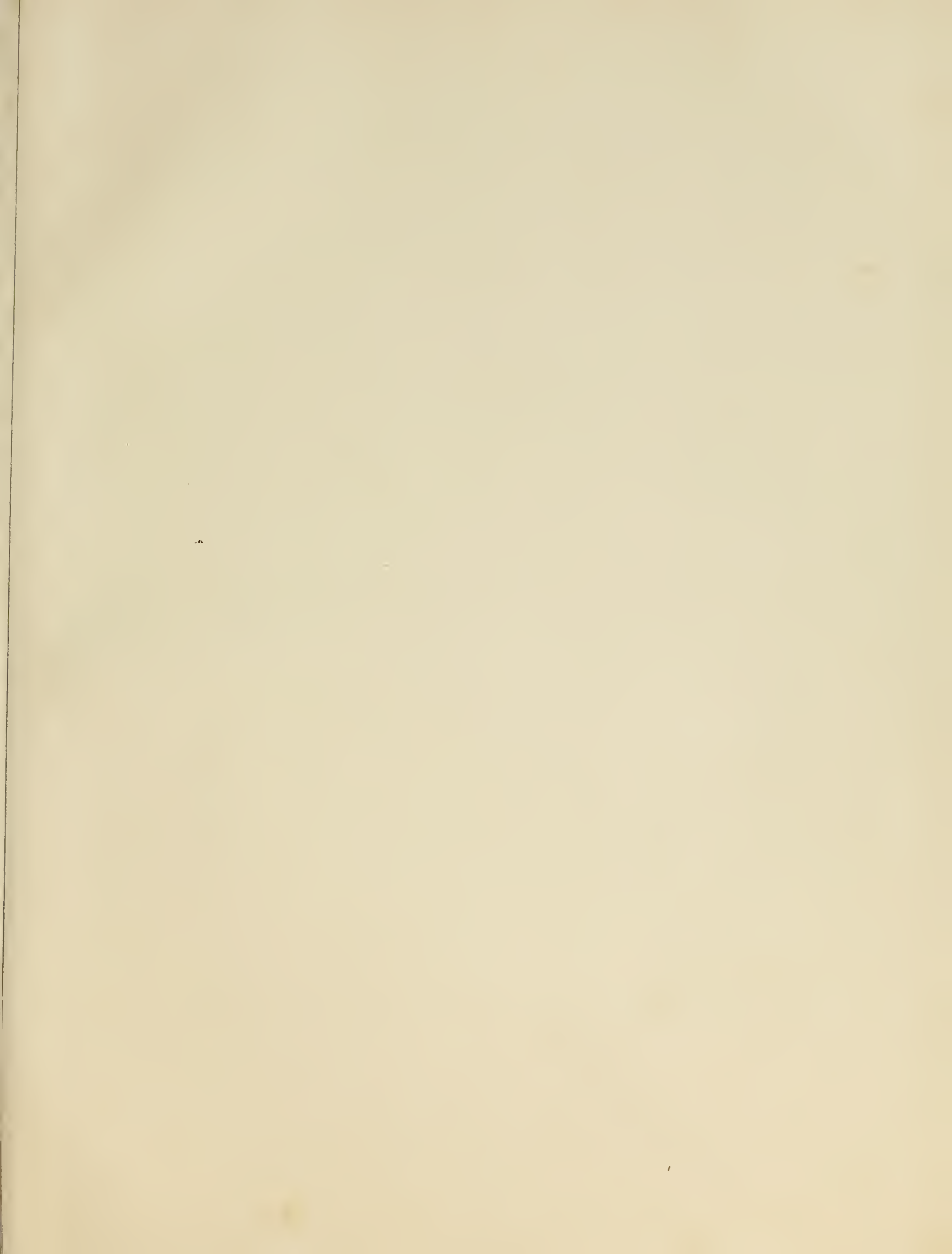


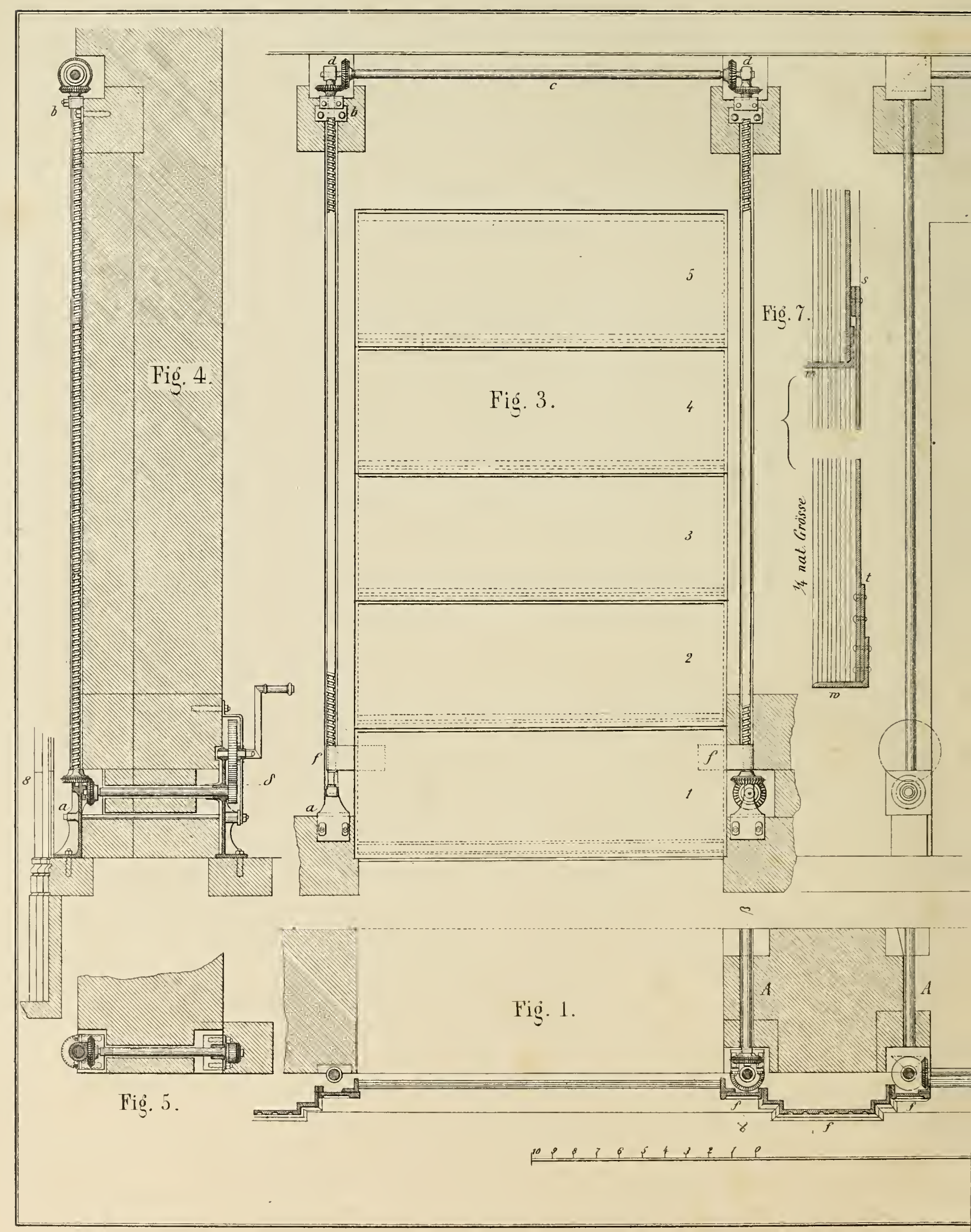
 Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche, Leipzig



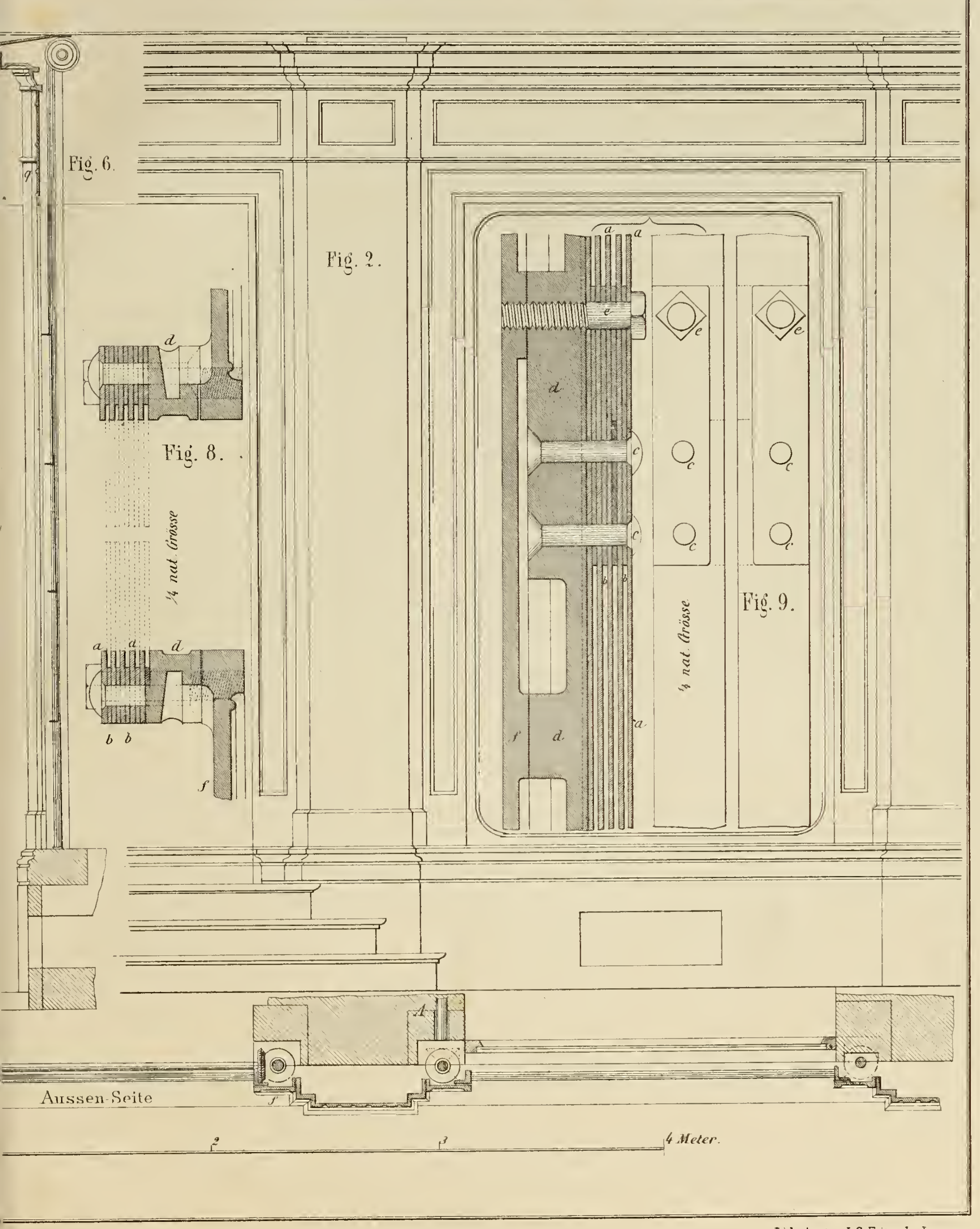




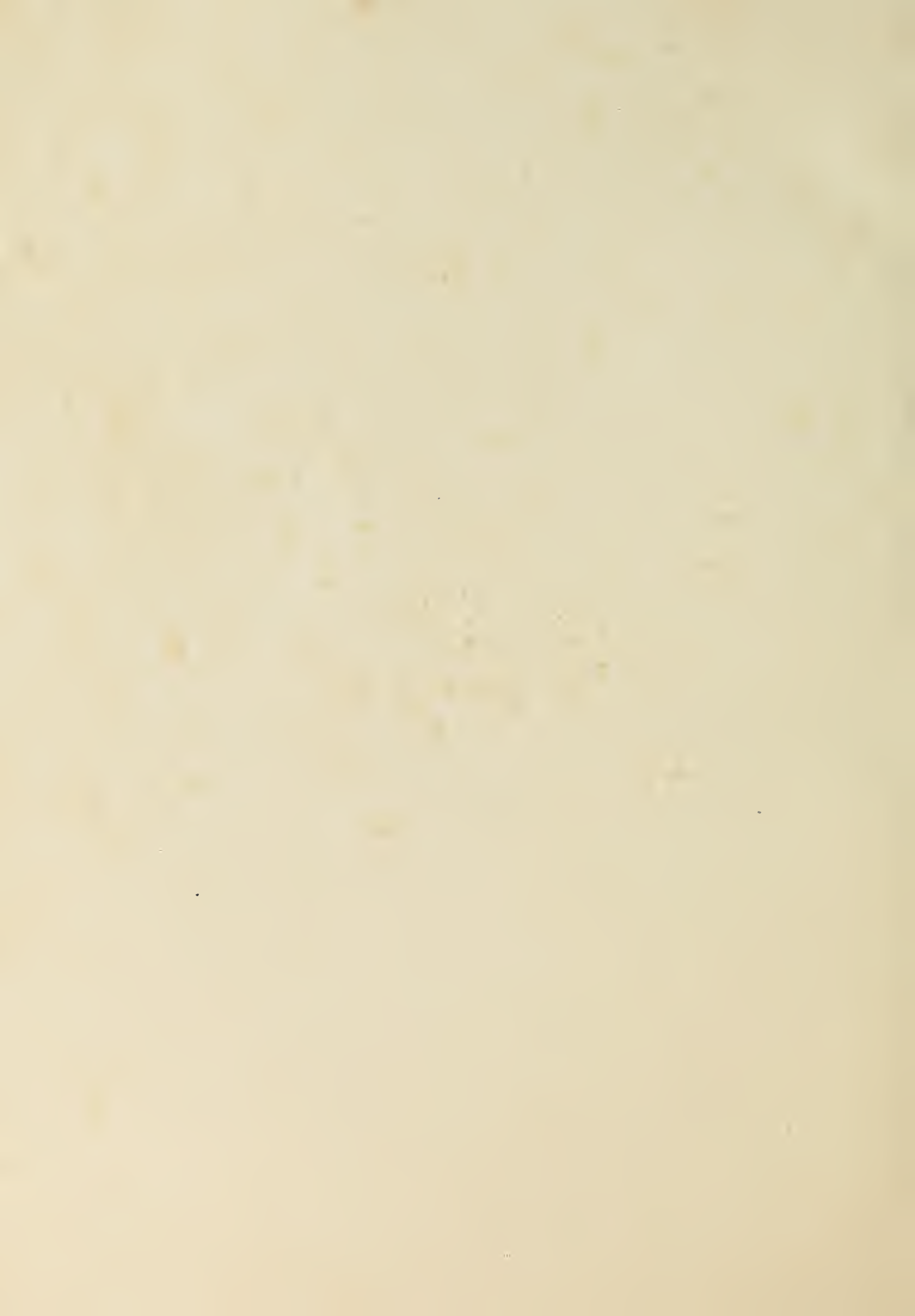




Breymann III. Eisen (5. Aufl.)

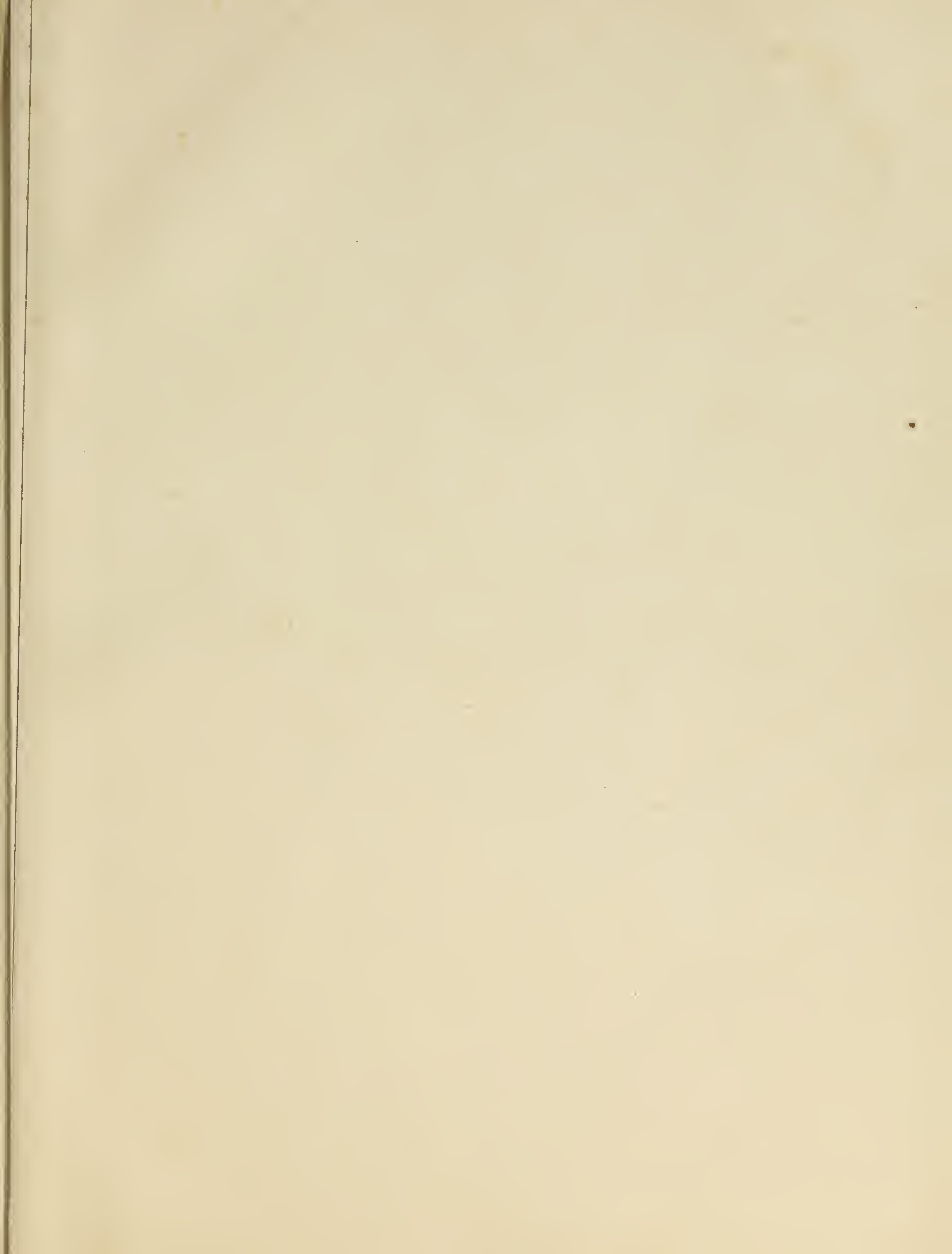


Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche, Leipzig









Glockenstuhl der Kirche zu Harsum.

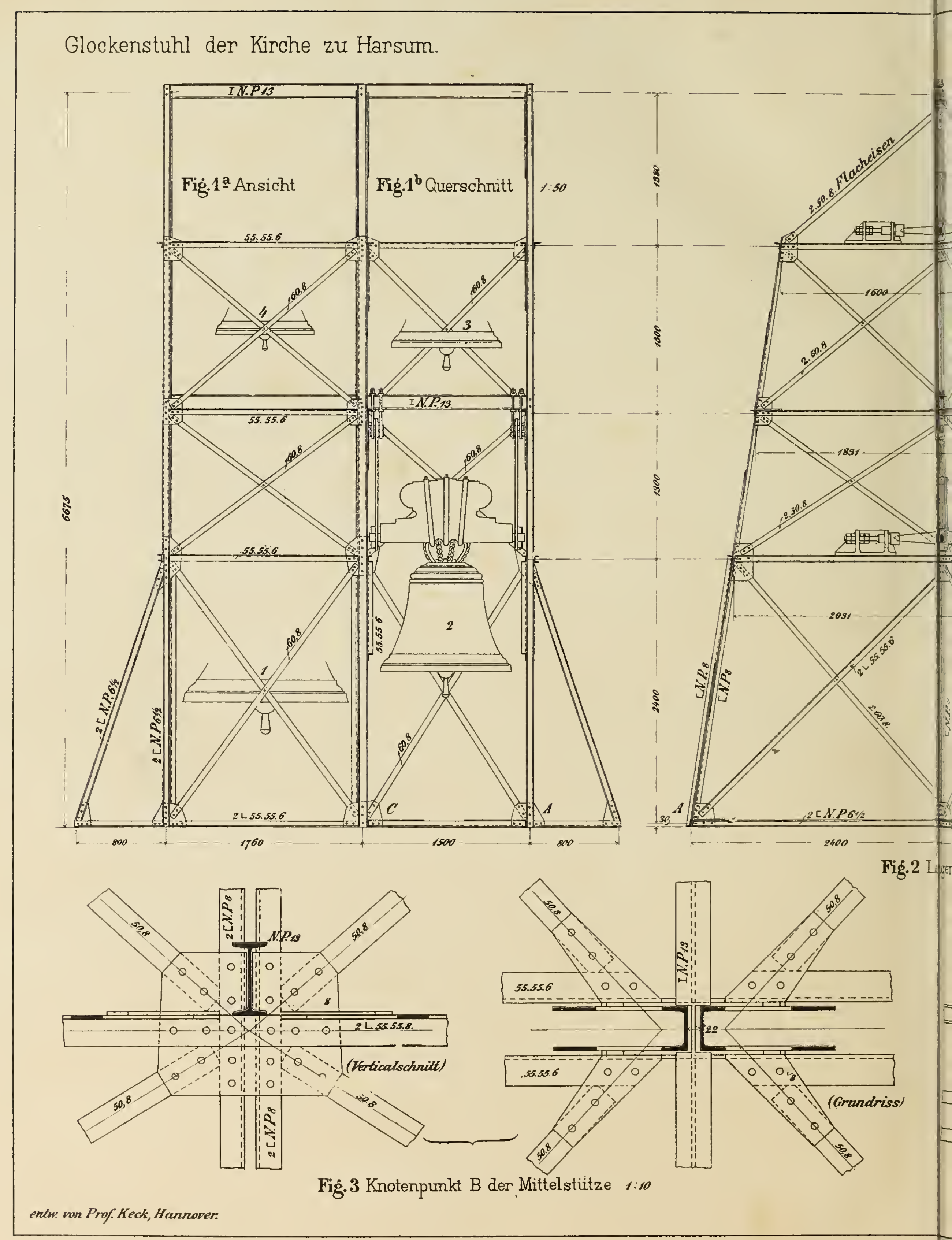
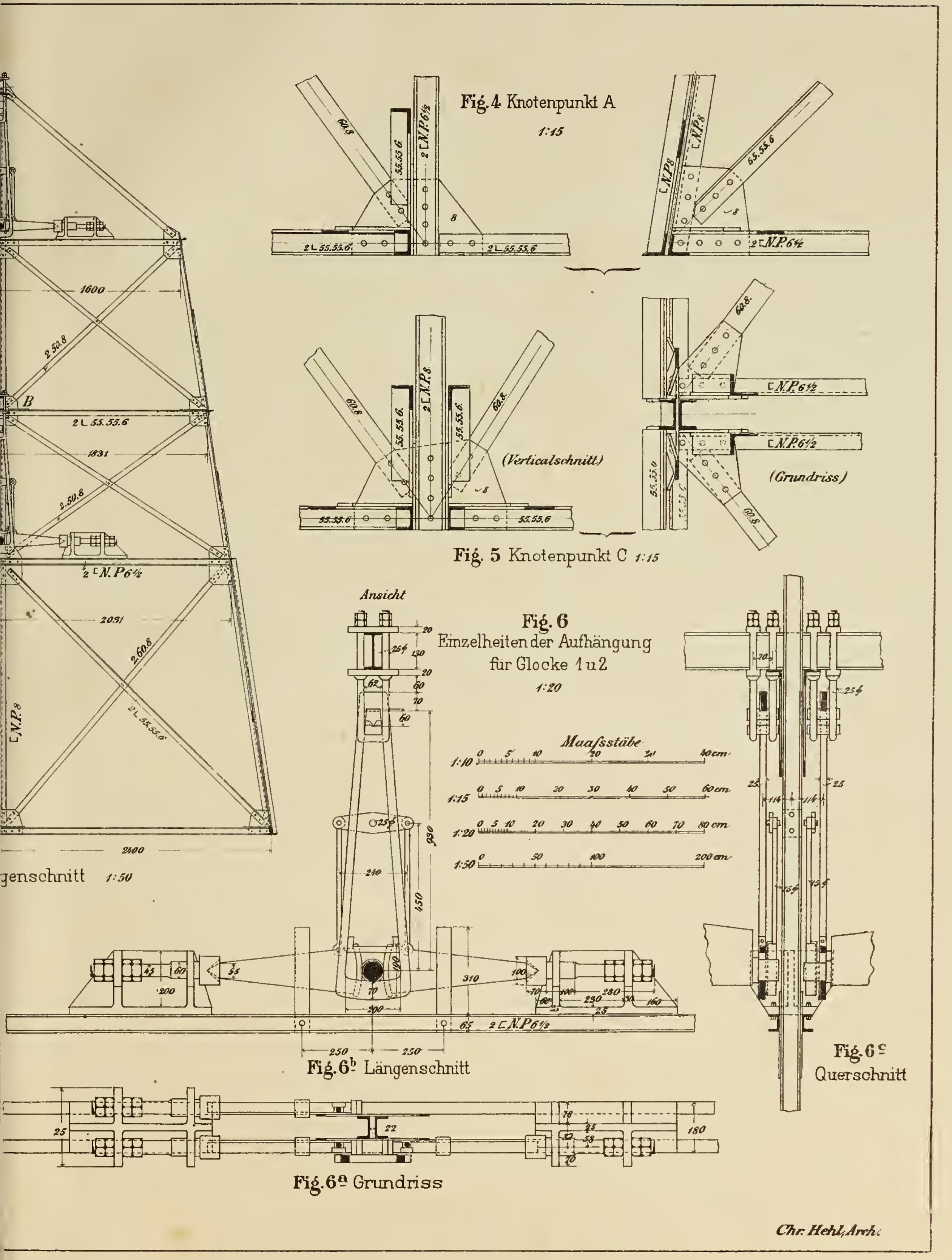


Fig. 3 Knotenpunkt B der Mittelstütze 1:10

entw. von Prof. Keck, Hannover.



Chr. Hehl, Arch.

Lith. Anst v. J. G. Fritzsche Leipzig

